

ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

FACOLTA' DI INGEGNERIA

CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE

DICAM

Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e dei Materiali

TESI DI LAUREA

in

Calcolo Automatico delle Strutture

**SVILUPPO DI UN CODICE PARAMETRICO PER LA
PROGETTAZIONE DI EDIFICI INDUSTRIALI IN ACCIAIO**

CANDIDATO

Oscar Marchetti

RELATORE

Chiar.mo Prof. *Francesco Ubertini*

CORRELATORI

Dott. Ing. *Stefano de Miranda*
Ing. *Rosario Miletta*

Anno Accademico 2010-2011

Sessione II

Indice

<i>Presentazione</i>	3
----------------------------	---

Capitolo 1

L'APPROCCIO NUMERICO	5
1.1 Introduzione	5
1.2 Le scienze naturali e il metodo scientifico	7
1.3 L'induttivismo e i suoi limiti	8
1.4 L'approccio "consapevole"	10
1.5 Il controllo e la verifica dei modelli di calcolo	11

Capitolo 2

LE BASI DELLA PROGETTAZIONE NUMERICA	17
2.1 Comprensione strutturale	17
2.2 L'iter progettuale	20
2.3 Assunzioni di base	22
2.4 Elementi monodimensionali	23
2.5 Le basi della modellazione FEM	26
2.6 Miglioramento della soluzione	28
2.7 Un esempio elementare	29
2.8 Affidabilità del calcolo numerico	32

Capitolo 3

“ <i>STEEL FRAME</i> ”: TUTORIAL	36
3.1 La necessità di un’idea	36
3.2 Presentazione del codice Steel Frame	39
3.3 Sistema di riferimento	41
3.4 Elemento <i>Beam</i>	42
3.5 Generazione della mesh	45
3.6 Solutore	49
3.7 Direct Stiffness Method	56
3.8 Implementazione di “ <i>Beam3D</i> ”	66
3.9 Post-Processing e verifiche	71

APPENDICE

“ESEMPIO PROGETTUALE”	79
A. Input dati geometrici e materiale	80
B. Analisi dei carichi	84
C. Modello discreto	87
D. Risoluzione	91
E. Verifica	97

Conclusioni	114
--------------------------	-----

<i>Bibliografia</i>	115
---------------------------	-----

<i>Software a supporto</i>	115
----------------------------------	-----

Presentazione

In questa Tesi di Laurea, viene presentata un'interessante esperienza di implementazione numerica: lo sviluppo di un codice agli elementi finiti in grado di calcolare e verificare edifici industriali in acciaio.

La presente dissertazione non mira alla “certificazione” di un software in grado di fare certe operazioni piuttosto che altre, ma a come affrontare le problematiche e gestire le scelte operative che riguardano la progettazione automatica di un codice di calcolo, quale *Steel Frame*. Per di più programmatori non si nasce, ma si diventa, attraverso anni di esperienza che permettono di acquisire quella sensibilità numerica definibile come una vera e propria “arte”. Ed è in questa direzione che si è svolta la Tesi, ovvero comprendere prima di tutto l'atteggiamento da assumere nei confronti di un elaboratore elettronico e, solo successivamente, passare ad un utilizzo consapevole per scopi progettuali.

La tesi si articola su tre capitoli. Il primo, introduce alla società informatizzata attuale, ove il pericolo non sta nelle nuove tecnologie – del resto utilissime – ma nel sempre più simbiotico legame uomo-computer. Ciò su cui si vuol focalizzare l'attenzione è la necessaria indipendenza del ragionamento umano da quello informatico. In quest'ottica, percorreremo l'evoluzione dell'approccio scientifico nel corso dei secoli in una breve disamina delle tappe fondamentali: dalla fisica aristotelica al metodo scientifico, dalla logica deduttiva a quella secondo cui nessuna verità è certa. Riportato all'ingegneria civile, quanto detto si traduce nella necessità di maturare un atteggiamento consapevole, critico e di sano scetticismo, verso tecniche di elaborazione automatizzata. Infine, le norme tecniche non devono irretire la creatività del progettista, pur sottolineando che egli resta responsabile dell'intera progettazione strutturale.

Nel secondo capitolo, viene affrontato, in una veste critica, il problema della progettazione numerica e dell'affidabilità del calcolo numerico. Partendo dalla comprensione della realtà in cui la struttura è immersa, si procede con la definizione dell'iter progettuale richiamando le basi del metodo agli elementi finiti. Si analizza un semplice esempio di trave a mensola modellata attraverso soluzioni equivalenti.

Dopo una prima parte introduttiva, si passa al terzo capitolo, dedicato all'attività di implementazione svolta (*"Tutorial"*). Si apre con le motivazioni che ci hanno spinto alla progettazione di *Steel Frame* e la sua collocazione del panorama dei codici di calcolo. Di seguito vengono descritti gli step che hanno prodotto la scrittura del codice, richiamando il *Direct Stiffness Method* ovvero l'implementazione più comune del *Metodo agli Elementi Finiti*. Si presenta l'architettura del software in relazione ai ragionamenti che hanno spinto l'utilizzo di determinate soluzioni. Tuttavia l'affinamento del codice avviene per iterazioni successive: il "buon programma" è quello che ottimizza le procedure in termini di costo computazionale.

Infine, in appendice, si riporta lo svolgimento di un semplice esempio di edificio industriale progettato grazie a *Steel Frame*.

Capitolo 1

L'APPROCCIO NUMERICO

1.1 INTRODUZIONE

“Il vero pericolo non è che i computer inizieranno a pensare come gli uomini, ma che gli uomini cominceranno a pensare come i computer”.

Sydney Justin Harris (1917-1986)

La società in cui viviamo si evolve e si modifica con un ritmo più frenetico rispetto al passato. In questo senso, l'avvento delle tecnologie informatiche, ed in particolare del personal computer, hanno svolto un ruolo di primo piano da nemmeno quarant'anni a questa parte. Gordon Moore afferma che le prestazioni dei microprocessori raddoppiano ogni 18 mesi. Se questo è indice di grande sviluppo tecnologico, la velocità con la quale questo sta avvenendo può pericolosamente portare ad una forma di “adattamento” ad uno stile di vita “computerizzato” teso alla frenetica ricerca di novità in grado di soddisfare le esigenze più disparate. Quanto detto si verifica sempre più spesso nel lavoro, ed

in particolare in discipline come l'Ingegneria Strutturale ove spesso la necessità di rispettare le scadenze di “consegna lavori”, non danno il tempo di effettuare elaborazioni ragionate in ogni aspetto.

Il rischio è quello di elaborare progetti in un'ottica schematica e remunerativa in termini di tempo e denaro: un po' come accade per la “mente” di un computer. Ma siamo sicuri che minor tempo di elaborazione e qualità dell'operato vadano sempre di pari passo? Come evoca la citazione di un grande giornalista americano quale *Sydney Justin Harris*, non bisogna iniziare a ragionare come un computer in una società in continuo progresso.

Tornando al campo dell'Ingegneria, bisogna cercare di formare una coscienza critica adeguata specialmente quando si tratta di calcolo automatico, anche attraverso semplici esempi, in modo da riuscire a mantenere una propria identità di ragionamento indipendente da quella informatica. Ovviamente c'è la consapevolezza che una coscienza critica non è cosa semplice né immediata, ma è frutto di anni e anni di esperienza.

Tuttavia, ciò di cui si sente maggiormente la mancanza nella formazione dei tecnici è proprio l'atteggiamento di sano scetticismo, o addirittura “diffidenza” nei confronti dei risultati ottenuti, indipendentemente dalla notorietà del software adottato.

Di seguito si procederà con una sintetica esposizione dell' “evoluzione del ragionamento umano”: dalle culture antiche di stampo fideistico, passando per logiche induttive e deduttive, fino al criterio di *falsicabilità* popperiano.

Questo servirà alla formazione di un approccio critico e consapevole verso i problemi ingegneristici, supportato dalla necessità di controlli regolamentati.

1.2 LE SCIENZE NATURALI E IL METODO SCIENTIFICO

Sin dall'antichità la natura, in ogni sua forma ed espressione, ha affascinato l'uomo, il quale ha sempre cercato di dare una risposta più o meno consapevole ai fenomeni che si presentavano.

Quando però si trattava di spiegare la causa dei fenomeni naturali e delle trasformazioni della materia i nostri antenati, non essendo in grado di farlo in modo razionale, ricorrevano alla religione. Solo nel '600, la scienza riuscì finalmente a scindersi dalla religione ed iniziare un autonomo e inarrestabile cammino. Grazie a scienziati come *Galileo Galilei* si scoprì che la natura era un libro scritto a caratteri matematici.

Galilei non solo istituì nel *Metodo Scientifico* lo strumento attraverso il quale giungere a conclusioni inconfutabili e rigorose riguardo ai fenomeni naturali, ma inaugurò l'uso degli strumenti di misura per dare accuratezza e oggettività alle osservazioni. Con l'avvento della scienza moderna, si diede un "colpo di spugna" alla fisica aristotelica che costituiva le fondamenta del sapere umano fino a quel momento. Il rifiuto dell'empirismo da parte della cultura filosofica greca, ha vanificato tutti gli sforzi puramente teorici, di quasi duemila anni.

Altra figura che rivoluzionaria in questo senso fu *Leonardo Da Vinci*, attraverso il suo estremo empirismo che lo ha portato ad ideare innovazioni tecnologiche – a volte un po' bizzarre e proiettate nel futuro – irrealizzabili per le competenze e i materiali a disposizione dell'epoca.

Quindi, ci vollero circa XIX secoli per riconciliare esperienza e teoria pura attraverso il metodo sperimentale. Galileo Galilei fu il primo ad affiancare l'esperimento alla teoria. Lo spirito che mosse lo scienziato italiano fu la ricerca di nuove leggi, nuove teorie, la necessità di sapere se queste fossero giuste o sbagliate: semplicemente osservando la realtà, o meglio interrogandola. Quindi lo scienziato non è più un osservatore passivo, ma interviene attivamente creando mettendo la natura stessa nelle condizioni di esprimersi in un linguaggio comprensibile all'intelletto umano. In questa direzione, realizza il piano inclinato che gli permette di studiare il fenomeno della gravità in maniera più efficace ed interpretabile, isolando solo una parte della totalità dei fenomeni presenti nella caduta di un grave. E dopo aver ricavato le leggi teoriche

possiamo di nuovo interrogare la natura per sapere se queste sono corrette. Non è più la realtà che si deve adattare al pensiero, ma il pensiero che deve aiutare la realtà a “parlare” il linguaggio che gli è proprio. E in modo affascinante, quanto misterioso, sembra che anche i fenomeni fisici parlino un linguaggio matematico.

1.3 L' “INDUTTIVISMO” E I SUOI LIMITI

Con l'introduzione del nuovo metodo scientifico basato sull'induzione, i risultati non tardano ad arrivare e da questo punto in poi sarà un susseguirsi di scoperte, confutazioni ed integrazioni, che porteranno le scienze della natura ad un indiscutibile progresso, in grado di trainare anche lo sviluppo della tecnica.

La logica induttiva di un ragionamento è un procedimento che, partendo da singoli casi particolari, cerca di stabilire una legge universale (o come lo ha definito Aristotele, “*il procedimento che dai particolari porta all'universale*”). Un'altra importante caratteristica di questo tipo di esperimenti è la possibilità di ripeterli. Infatti possono essere replicati da altre persone sia in luoghi che in tempi differenti.

Il progresso scientifico appare inarrestabile. Tuttavia, se in un primo momento il metodo scientifico sembrava fosse la risposta alle domande che da millenni l'uomo si poneva, ci fu chi, come *David Hume* (1711-1776) mise in discussione l'induttivismo. Secondo Hume non è possibile trovare alcuna connessione necessaria tra causa ed effetto, ed il loro legame non è razionale, ma puramente psicologico. La supposizione, che si basa sull'assunto “*necessariamente il futuro deriva dal passato*”, non ha alcuna argomentazione dimostrativa, ma deriva solo dall'abitudine. Il primo trattato di logica induttiva dove vengono esaminati i metodi da utilizzare nelle induzioni teoriche, fu il “*Novum Organum*”(1620) di *Francesco Bacone*, il quale aveva fondato la sua epistemologia² riprendendo le idee dei pensatori italiani del '400. Attraverso la raccolta dei dati, la loro catalogazione, interpretazione e analisi si procede infine con l'induzione che permette di effettuare delle previsioni. I controlli serviranno poi a verificare la correttezza delle stesse. Hume rigetta completamente la logica

induttiva e lo fa attraverso l'ormai conosciuto esempio del corvo nero. Catalogando tutti i corvi neri del pianeta in base al colore:

- il primo corvo è nero
- il secondo corvo è nero
-
-
- il millesimo corvo è nero...

arriverei con l'affermare che tutti i corvi sulla Terra sono neri.

I mille casi osservati, per Hume, non sono sufficienti a conferire all'induzione per enumerazione un carattere di validità universale. Per avere la certezza dovrei trovare tutti i casi (teoricamente infiniti) che riguardano la legge da inferire. Ma ciò non sarà mai possibile, e nessuno mi potrà garantire che, domani, alzando gli occhi non osservi un corvo bianco.

In tempi più recenti *Popper* (1902-1994) critica il procedimento induttivo affermando che, se nessun campione di casi favorevoli può giustificare la verità di una proposizione, un solo esempio sfavorevole consente invece di dimostrare con certezza la falsità, cioè di effettuare la falsificazione. E' dunque la *falsificabilità*, e non la *verificabilità*, che caratterizza secondo Popper, tutte le teorie scientifiche. Con questa impostazione viene invertito l'approccio di indagine. Non ci si muove dall'osservazione alla costruzione della teoria ma dalla teoria alla sua verifica mediante l'osservazione. La verifica è deduttiva, dalle teorie si ricavano le conseguenze secondo il metodo "*ipotetico – deduttivo*": alla dichiarazione dell'ipotesi segue il suo controllo empirico mediante le "asserzioni di base". Le asserzioni di base sono quegli enunciati elementari sulla cui validità esiste un accordo tra gli scienziati. Ovviamente tali asserzioni non sono qualcosa di insoluto e immutabile ma risultano aperte a modifiche ma in ogni caso sono alla base della scienza. Se le asserzioni di base

² Epistemologia: branca della filosofia che si occupa delle condizioni sotto le quali si può avere conoscenza scientifica e dei metodi per raggiungere tale conoscenza, come suggerisce peraltro l'etimologia del termine, il quale deriva dall'unione delle parole greche *episteme* ("conoscenza certa", ossia "scienza") e *logos* (*discorso*). Ha avuto un notevole sviluppo nel XX secolo dopo la crisi del meccanismo positivistico determinata dalle scoperte della fisica come la "Teoria della Relatività" di Einstein.

non sono verificate dall'esperienza, la teoria viene falsificata e abbandonata: diversamente la teoria è considerata vera temporaneamente, poiché essa è comunque ipotetica e quindi confutabile da esperienze future. Questo potremmo dire che si verifica nell'approccio scientifico moderno.

1.4 L' APPROCCIO "CONSAPEVOLE"

A questo punto, quale approccio seguire? Vista la inaffidabilità dell'induttivismo e visto anche l'estremo scetticismo, non sapremmo come affrontare le situazioni nel timore di cadere in errore. La cosa migliore è senza dubbio procedere con atteggiamento critico quando analizziamo un fenomeno: del resto l'induttivismo si presenta in ogni cosa che ci circonda, è diffuso e ineliminabile. Quello che possiamo fare è passare ad un più moderno approccio probabilistico. Con il "*criterio di probabilità*" introdotto nel 1713 da *J.Bernoulli*, ci si contrappone al determinismo della fisica galileiana. Nel campo dell'ingegneria civile, il concetto di probabilità va a cozzare con il bisogno umano di trovar riparo e abitazione in un manufatto solido e sicuro di durata indefinita. Difficilmente si riuscirebbe a vendere un fabbricato dichiarando (senza mentire) che c'è, ad esempio, una probabilità su 100000 che questo crolli durante un evento sismico di lungo periodo di ritorno.

A conclusione di questo sintetico discorso dal taglio scientifico – filosofico si può affermare che c'è bisogno di maggiore umiltà, maturità, nonché di senso critico da parte dei tecnici. Capire che l'esperienza in ambito civile – e comunque in ogni disciplina – è fondamentale per la comprensione del comportamento strutturale, che i risultati in uscita da un software sono l'espressione di un problema matematico posto al calcolatore e quindi, non bisogna mai perdere il filo conduttore della realtà fisica del fenomeno in esame. In tutto ciò bisogna essere consapevoli che la certezza assoluta non esiste, ponendoci nell'ottica dell'errore accettabile.

1.5 IL CONTROLLO E LA VERIFICA DEI MODELLI DI CALCOLO

La letteratura scientifica ha sempre enfatizzato il rigore che dovrebbe permeare tutta l'attività numerica. Sin dai Babilonesi ed in particolar modo dal codice di Hammurabi nel 2100 a.C., il costruttore era ritenuto l'unico responsabile nel caso di decesso degli abitanti a causa del crollo del manufatto, prevedendone condanna a morte. Oggi, chiaramente non si ricorre alla "legge del taglione", e gli Eurocodici, che stanno proliferando a dismisura regolando anche i dettagli della progettazione, danno l'illusoria convinzione di alleggerire il carico di responsabilità del progettista: niente di più sbagliato.

Secondo Pozzati (2005) [...] *Ad esempio solo per l'EC2 i soli principi sono più di 400. Ma i principi non sono, diversamente dal quel che siamo abituati nella Meccanica e nella Fisica, le pochissime fonti di una dottrina, spesso assiomatiche, affermantì verità mai smentite: sono piuttosto, in genere, ipotesi e annotazioni ritenute fondamentali, frutto di riflessioni su determinate questioni non identificabili in genere con verità assolute; comportando quindi la negativa conseguenza di attenuare nell'utilizzatore delle norme la consapevolezza di trovarsi a trattare questioni che ammettono risposte per gran parte non rigorose ma fortemente convenzionali.*

Ma un numero di regole eccessivo comporta vari degli inconvenienti dianzi citati e in particolare: l'impovertimento dell'autonomia e della creatività, in quanto l'opera del progettista è irretita dalle norme; la difficoltà di discernere ciò che veramente conta; la sensazione di avere, al riparo delle norme, responsabilità assai alleviate; la difficoltà non frequente di rendersi conto dei ragionamenti che giustificano certe regole, rischiando di considerare queste alla stregua di algoritmi, ossia di schemi operativi che, una volta appresi, il pensiero non è più chiamato a giustificare. Ma tra le varie conseguenze, una delle più temibili è l'attenuazione del senso di responsabilità.

A proposito delle norme si può osservare che, sussistendo il proposito di non renderle cogenti, il progettista sarà libero, a ragion veduta, di non attenersi ad esse. Ma, sul piano dei fatti, la osservanza delle norme sarà in realtà difficilmente evitabile, per il loro prestigio, per imposizione del capitolati

d'appalto, per il gioco delle competizioni volte ad ottenere l'assegnazione dei lavori [...].

Dietro queste osservazioni di Pozzati, si conferma uno dei principali rischi derivanti dal continuo proliferare normativo, ovvero che il progettista si senta al riparo da eventuali responsabilità in quanto, seguendo la “ricetta” normativa, non c'è nulla di cui preoccuparsi. Inoltre l'appesantimento normativo, mina la creatività del progettista, racchiudendola entro confini non oltrepassabili.

Tuttavia, non si può che concludere che quello dell'ingegneria civile è, un mondo a sé che per esigenze sociali ha bisogno di una veste finale deterministica.

Di seguito viene riportato il testo del capito 10 delle N.T.C., il quale trae origine dalla CNR 10024/86.

Come evidenziato in seguito appare curiosa l'apertura del capito 10 delle N.T.C.: *“Qualora” l'analisi strutturale e successive verifiche siano condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico, il progettista dovrà controllare l'affidabilità dei codici utilizzati [...].* Ma qual è l'alternativa all'elaboratore elettronico? Si potrebbe semmai dire che “qualora” si riuscissero ad eseguire a mano analisi non lineari si potrebbe aspirare ad entrare negli annali del Guinness dei primati o al Nobel.

Ci sono inoltre richieste troppo specialistiche per essere dirette all'utente finale di un software. Ci si riferisce in particolare alla richiesta di ufficializzare l'affidabilità dei codici di calcolo, una sorta di condivisione (o esclusione irrealizzabile) di responsabilità tra produttore di software e progettista. In effetti le strutture, i materiali, la geometria sono infinite per cui un programma non potrà mai essere testato con certezza. Detto ciò, per fortuna, l'apporto e il controllo umano sarà ineliminabile. In definitiva si ritiene che, oltre al requisito di chiara leggibilità delle relazioni di calcolo, l'unica richiesta davvero utile è quella sul giudizio motivato di accettabilità dei risultati poiché è l'unica ad incidere realmente sulla sicurezza delle costruzioni in quanto non automatizzate.

10 REDAZIONE DEI PROGETTI STRUTTURALI ESECUTIVI E DELLE RELAZIONI DI CALCOLO

10.1 CARATTERISTICHE GENERALI

I progetti esecutivi riguardanti le strutture devono essere informati a caratteri di chiarezza espositiva e di completezza nei contenuti e devono inoltre definire compiutamente l'intervento da realizzare. Restano esclusi i piani operativi di cantiere ed i piani di approvvigionamento.

Il progetto deve comprendere i seguenti elaborati:

- Relazione di calcolo strutturale, comprensiva di una descrizione generale dell'opera e dei criteri generali di analisi e verifica.
- Relazione sui materiali;
- Elaborati grafici, particolari costruttivi;
- Piano di manutenzione della parte strutturale dell'opera;
- Relazione sui risultati sperimentali corrispondenti alle indagini specialistiche ritenute necessarie alla realizzazione dell'opera.

Particolare cura andrà posta nello sviluppare le relazioni di calcolo, con riferimento alle analisi svolte con l'ausilio del calcolo automatico, sia ai fini di facilitare l'interpretazione e la verifica dei calcoli, sia ai fini di consentire elaborazioni indipendenti da parte di soggetti diversi dal redattore del documento.

Il progettista resta comunque responsabile dell'intera progettazione strutturale.

Nel caso di analisi e verifica svolte con l'ausilio di codici di calcolo, oltre a quanto sopra specificato, e in particolare oltre alla Relazione generale strutturale, si dovranno seguire le indicazioni fornite in § 10.2.

10.2 ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO

Qualora l'analisi strutturale e le relative verifiche siano condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico, il progettista dovrà controllare l'affidabilità dei codici utilizzati e verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti, curando nel contempo che la presentazione dei risultati stessi sia tale da garantire la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. In particolare nella Relazione di calcolo si devono fornire le seguenti indicazioni:

• *Tipo di analisi svolta*

Occorre preliminarmente:

- dichiarare il tipo di analisi strutturale condotta (di tipo statico o dinamico, lineare o non lineare) e le sue motivazioni;
- indicare il metodo adottato per la risoluzione del problema strutturale e le metodologie seguite per la verifica o per il progetto-verifica delle sezioni.
- indicare chiaramente le combinazioni di carico adottate e, nel caso di calcoli non lineari, i percorsi di carico seguiti. In ogni caso va motivato l'impiego delle combinazioni o dei percorsi di carico adottati, in specie con riguardo alla effettiva esaustività delle configurazioni studiate per la struttura in esame.

• *Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo*

Occorre indicare con precisione l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, autore, produttore, eventuale distributore, versione, estremi della licenza d'uso o di altra forma di autorizzazione all'uso.

- *Affidabilità dei codici utilizzati*

Il progettista dovrà esaminare preliminarmente la documentazione a corredo del software per valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, che sarà fornita dal produttore o dal distributore del software, dovrà contenere una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, per i quali dovranno essere forniti i file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.
- *Validazione dei codici.*

Nel caso in cui si renda necessaria una validazione indipendente del calcolo strutturale o comunque nel caso di opere di particolare importanza, i calcoli più importanti devono essere eseguiti nuovamente da soggetto diverso da quello originario mediante programmi di calcolo diversi da quelli usati originariamente e ciò al fine di eseguire un effettivo controllo incrociato sui risultati delle elaborazioni.
- *Modalità di presentazione dei risultati.*

La quantità di informazioni che usualmente accompagna l'utilizzo di procedure di calcolo automatico richiede un'attenzione particolare alle modalità di presentazione dei risultati, in modo che questi riassumano, in una sintesi completa ed efficace, il comportamento della struttura per quel particolare tipo di analisi sviluppata.

L'esito di ogni elaborazione deve essere sintetizzato in disegni e schemi grafici contenenti, almeno per le parti più sollecitate della struttura, le configurazioni deformate, la rappresentazione grafica delle principali caratteristiche di sollecitazione o delle componenti degli sforzi, i diagrammi di involucro associati alle combinazioni dei carichi considerate, gli schemi grafici con la rappresentazione dei carichi applicati e delle corrispondenti reazioni vincolari.

Di tali grandezze, unitamente ai diagrammi ed agli schemi grafici, vanno chiaramente evidenziati le convenzioni sui segni, i valori numerici e le unità di misura di questi nei punti o nelle sezioni significative ai fini della valutazione del comportamento complessivo della struttura, i valori numerici necessari ai fini delle verifiche di misura della sicurezza.
- *Informazioni generali sull'elaborazione.*

A valle dell'esposizione dei risultati vanno riportate anche informazioni generali riguardanti l'esame ed i controlli svolti sui risultati ed una valutazione complessiva dell'elaborazione dal punto di vista del corretto comportamento del modello.
- *Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.*

Spetta al progettista il compito di sottoporre i risultati delle elaborazioni a controlli che ne comprovino l'attendibilità.

Tale valutazione consisterà nel confronto con i risultati di semplici calcoli, anche di larga massima, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, ad esempio, in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, valuterà la consistenza delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

Nella relazione devono essere elencati e sinteticamente illustrati i controlli svolti, quali verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, etc.

Tuttavia è chiaro che un argomento che ha generato tanta letteratura e norme a livello internazionale, non può essere racchiuso in un paragrafo di normativa. Perciò è necessario che ogni professionista sia mosso prima di tutto dal buon senso, specialmente per quanto riguarda il calcolo automatizzato, ove il controllo di modelli di calcolo è da considerarsi una vera e propria "arte".

Infatti, per affrontare correttamente un'attività di modellazione e simulazione numerica, non è sufficiente disporre di un software certificato, ma è necessario aver maturato grande esperienza nel settore.

Una volta svolta modellazione e simulazione numerica, vi sono metodi che portano ad affermare con ragionevole certezza la correttezza di un modello. I metodi sono quelli di Validazione e Verifica.

Validazione (*Validation*): procedura per quantificare il grado di accurata rappresentazione della realtà fisica, negli ambiti di interesse, da parte del modello;

Verifica (*Verification*): l'insieme di attività che determinano l'accuratezza della soluzione matematica prodotta dal modello computazionale.

La *Verifica* ha a che fare con l'idealizzazione matematica del modello, la *Validazione*, invece, valuta se abbiamo realizzato il giusto modello per rappresentare la fisica del fenomeno. La Validazione è forse l'attività meno svolta, non capitando spesso nella fortunata situazione di disporre di test sperimentali che permettano di controllare “la fisica” del nostro modello di calcolo. Inoltre richiediamo (erroneamente) che la verifica venga svolta dal produttore, in altre parole ci aspettiamo che un codice di calcolo in uscita da una software house sia pronto a soddisfare ogni nostra esigenza di progettazione. In ogni caso è chiaro che ogni “caso prova”, o benchmark, è da ritenersi valido per un determinato Modello Concettuale e Matematico, per un determinato set di Parametri Fisici e per alcuni scelti Parametri di Discretizzazione. Parlare di “certificazione” di un software, perseguita con un numero limitato di benchmarks, nell'ambito della complessità di un processo di Modeling & Simulation alla luce delle attività di Validazione e Verifica, significa illudere l'utilizzatore che le analisi condotte con tale software siano altrettanto certificate. Tra i benchmarks forniti dal produttore del software si possono identificare i “Code Verification”, quando comparano i risultati con formulazioni analitiche, mentre sconfinano nel “Model Verification” quando presentano comparazioni con altri software. Quando i benchmarks riproducono test reali, hanno invece a che vedere con il processo di “Validation”.

I “casi prova” o benchmarks rappresentano solo la punta dell'iceberg dell'intero processo di “Code Verification”.

A conclusione di questo paragrafo si sottolinea come il progettista nell'affrontare un problema di modellazione e simulazione numerica debba essere una persona preparata, ovvero aver acquisito un livello di esperienza tale da poter esaminare criticamente le “risposte” date dall'elaboratore elettronico. Questo garantisce un'adequata sensibilità nella gestione dei problemi che, unita al buon senso, permette di affrontare responsabilmente l'iter progettuale.

Capitolo 2

LE BASI DELLA PROGETTAZIONE NUMERICA

2.1 COMPRENSIONE STRUTTURALE

Oggigiorno, assegnare la geometria del modello attraverso l'inserimento di disegni in formato cad, è una pratica consentita dalla maggior parte dei software strutturali.

Seppur di ovvia utilità pratica, tale possibilità gioca un ruolo negativo sugli aspetti formativi e didattici dell'ingegnere strutturista, allontanandolo dalla realtà fisica del problema che si sta studiando. La comprensione del funzionamento di una struttura dovrebbe attraversare stadi di affinamento progettuale crescenti, portando ad una ottimizzazione preliminare della forma delle sezioni e della geometria.

La progettazione di un'opera è sicuramente la fase più interessante ma anche quella più complessa in quanto richiede competenze interdisciplinari dalla tecnologia alla statica, dalla costruzione al montaggio. Tuttavia è di

fondamentale importanza ciò che avviene prima della progettazione, ovvero l'idealizzazione matematica della realtà fisica. Ideare la geometria e formulare le leggi che descrivono il reale comportamento strutturale è una pratica ormai affidata al programma strutturale, commettendo così un pericoloso errore. Spesso si parte direttamente col progettare una struttura senza aver ben chiaro il problema, sperando di ottenere il giusto modello per tentativi successivi fino al soddisfacimento di tutti i requisiti imposti dalle norme. La pericolosità di questo procedere “automatizzato” rischia di accostare la realizzazione di un progetto strutturale, ad una sorta di “catena di montaggio”: in antitesi con l'etimologia del termine “*Ingegnere*”¹.



Fig. 2.1
Firth of Forth Bridge

¹ Ingegnere: in italiano deriva dal latino *Ingenium* (Ingegno). Il lavoro dell'ingegnere consiste nell'utilizzare il proprio ingegno per risolvere problemi reali applicando le sue conoscenze matematiche. E' singolare come invece l'etimologia della parola inglese utilizzata per designare lo stesso termine sia diversa. Engineer deriva da *Engine* (motore). Quindi nell'immaginario anglosassone l'ingegnere ha una connotazione meno elevata, meno nobile diciamo.

Una delle massime espressioni dell'ingegno umano fu il ponte ferroviario *Firth of Forth* in Scozia, costruito tra il 1882 e il 1890 da Benjamin Baker e John Fowler (*Fig. 2.1*).

Questo ponte di grande complessità tecnologica e di montaggio ha tuttavia un'identità statica semplice: è una trave Gerber. Gli ingegneri escogitarono un efficace modello meccanico di immediata comprensione fisica col quale riuscirono a superare la diffidenza del committente (*Fig. 2.2*).

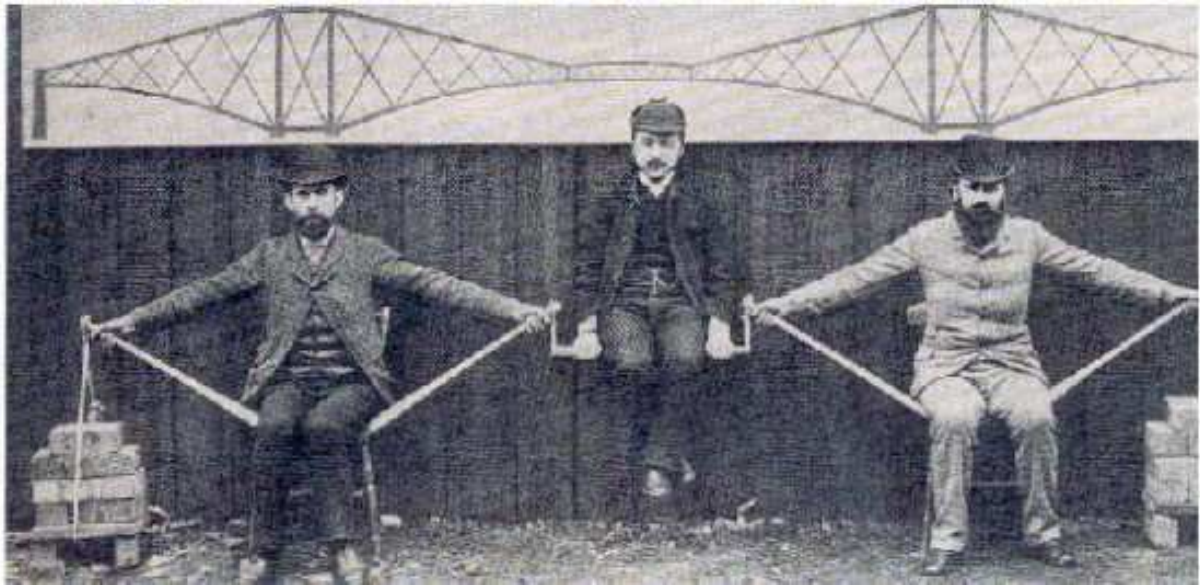


Fig. 2.2

Modello antropomorfo del ponte Firth of Fourth

La genialità dei progettisti si esalta nel comportamento flessionale dell'opera. Per creare una trave flessionalmente isoresistente il modo più economico e staticamente vantaggioso è quello di crearla a sezione variabile con anima reticolare. La distanza variabile tra il corrente teso e l'asta compressa, genera un momento resistente duale della caratteristica flettente esterna. Altra osservazione riguarda l'aspetto visivo delle grandi travi reticolari. Le aste più trasparenti, quelle più leggere, sono ovviamente quelle tese: il tutto anticipatore dello spirito dell'ideale razionalista della forma che segue la funzione.

Nella parte alta della *Figura 2.2* è riportata quella che non è solo un'analogia tra la torre Eiffel e le campate del Firth of Fourth Bridge. Le campate sono realmente simili come geometria e grandezza alla famosa torre. Del resto anche se l'entità dei carichi è diversa, l'azione del vento sulla torre genera

caratteristiche della sollecitazione analoghe (come legge) a quelle applicate al passaggio dei treni sul ponte (il classico problema della colonna, o trave, di uniforme resistenza). Questo esempio è stato riportato per sottolineare quanto sia importante la comprensione strutturale prima del dettaglio strutturale. Infatti, la formazione di un tecnico deve partire dalla comprensione del funzionamento strutturale, poiché solo in questo modo si acquisisce una visione globale delle cose. Soffermarsi sul particolare costruttivo quando non si sono ben appresi i principi della scienza delle costruzioni porta ad un atteggiamento basato sulla verifica iterativa, senza aver formulato alcun ragionamento critico.

2.2 L'ITER PROGETTUALE

È possibile suddividere il processo progettuale in quattro fasi: la rappresentazione convenzionale, la modellazione numerica, l'ottimizzazione dell'oggetto reale e la validazione del risultato.

Ai fini del calcolo strutturale la modellazione di una struttura richiede l'adozione di una serie di convenzioni che riguardano tutti gli aspetti: dalle caratteristiche meccaniche dei materiali alle convenzioni sul comportamento lineare o non lineare dei materiali alle convenzioni sul comportamento lineare o non lineare dei materiali, le ipotesi di base del calcolo, sino alla convenzione sulle azioni. Si parla allora di *rappresentazione convenzionale* racchiudendo tutto ciò che fa parte della lettura della realtà fisica del problema. Un esempio riguarda la definizione dell'azione sismica o del vento per un determinato sito di interesse. Al di là delle misurazioni che possono essere effettuate, ogni azione applicata sull'oggetto deve essere resa convenzionale in quanto rappresentativa di una tipologia di un fenomeno fisico. Per tale motivo, anche dove sono disponibili registrazioni di eventi sismici queste raramente si impiegano direttamente nella progettazione, bensì si utilizza piuttosto un terremoto spettro-compatibile, perché non è detto che una struttura resistente ad un specifico evento sismico debba superare un altro terremoto di pari intensità ma con diverso contenuto in frequenza ed energia.

Il passo successivo è la *modellazione numerica*, la quale definisce il metodo di risoluzione del nostro modello numerico. In passato quando la capacità di risoluzione numerica era molto limitata, si prediligevano soluzioni in forma chiusa, ad esempio modellando una volta reticolare come se fosse una volta continua. Oggi il metodo utilizzato può essere quello delle differenze finite, degli elementi finiti o degli elementi al contorno, solo raramente si cercano in forma chiusa. Il generico modello numerico, per quanto possa essere matematicamente accurato, rappresenta sempre e comunque una semplificazione della realtà, più o meno spinta. A volte il grado di dettaglio può essere molto elevato. Ad esempio, rappresentando un dente di ingranaggio con un modello a 20000 gradi di libertà si riescono ad individuare persino le cricche. Un tale dettaglio non è usuale nelle strutture civili complesse: solitamente si accetta che un pilastro in c.a. collegato in maniera continua ad un plinto su suolo reale, sia modellato con un'asta monodimensionale incastrata alla base. O ancora, si sostituisce ad un mezzo trifase complesso come il terreno reale un semplice “letto” di molle elastiche proposto un secolo fa da Winkler.

La terza fase è *l'ottimizzazione dell'oggetto reale* che non significa soltanto scegliere sezioni più idonee, ma anche migliorare il comportamento a parità di materiale e di costo. Si tratta di una ottimizzazione prestazionale e strutturale ottenuta in regime statico, agendo iterativamente sulla geometria della struttura e sul modello numerico. Spesso è necessario sviluppare migliaia di elaborazioni prima di raggiungere la configurazione ottimale, come accade ad esempio per le strutture da ponte quando si tiene conto tutti i fenomeni, come *fluage* del calcestruzzo, cedimenti, distorsioni termiche trasversali. L'ottimizzazione è meno semplice in regime dinamico, poiché intervengono diversi fattori a rendere più complessa la risposta.

A conclusione dell'iter progettuale abbiamo la *validazione dei risultati*, intesa non solamente come mera verifica numerica, ma dimostrando che con il programma a disposizione è possibile simulare il comportamento reale della struttura, il quale tuttavia rimane comunque non perfettamente noto. La validazione deve dimostrare che le ipotesi alla base del calcolo, cioè l'interpretazione della realtà, sono idonee in relazione al metodo di calcolo e al grado di accuratezza di rappresentazione delle variabili.

2.3 ASSUNZIONI DI BASE

Nella Tesi tratteremo unicamente strutture in regime elastico-geometrico lineare e dunque, ricorreremo al principio di sovrapposizione degli effetti ed alle sue ipotesi base: comportamento lineare secondo la legge di Hooke del materiale, vincoli lisci e bilateri, piccoli spostamenti. La *Figura 2.3* fa riferimento a valori indicativi del Modulo di Young di diversi materiali, caratterizzati da diverse pendenze o rigidezze, all'ipotesi sui vincoli lisci e bilaterali e all'ipotesi di piccoli spostamenti (*Fig. 2.4*).

Materiale	MPa
Legno	11000
Osso	21000
Alluminio	70000
Acciaio	210000

Fig. 2.3

Valori indicativi del modulo di Young

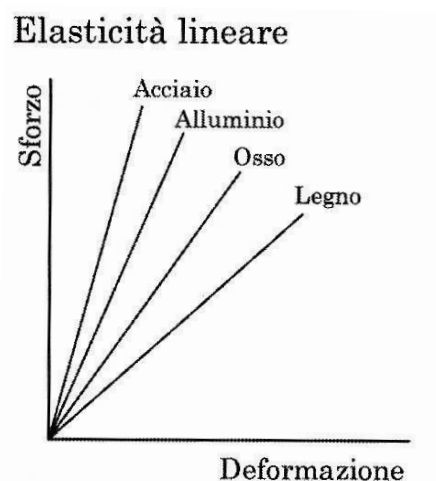


Fig. 2.4

Comportamento elastico lineare di alcuni materiali

Spesso, nell'input dei dati caratterizzanti il modulo elastico dei materiali, non si percepisce la difficoltà di queste valutazioni numeriche. La definizione delle

leggi costitutive dei materiali è uno dei problemi di grande attualità dell'ingegneria civile. Se si trascurano le rigidità di materiali "classici" quali ferro e calcestruzzo, per altri, come ad esempio la rigidità del terreno, rappresenta un'incognita non facile nella modellazione strutturale (salvo i casi "fortunati" di suoli estremamente rigidi). Inoltre, è importante riconoscere se i vincoli reali, per le condizioni di carico di interesse, possono ipotizzarsi lisci e bilaterali. Altra ipotesi da verificare è quella di piccoli spostamenti poiché se un'asta può subire spostamenti non piccoli non è detto che debba necessariamente calcolarsi in regime di non linearità geometrica. Ad esempio se una trave appoggiata agli estremi subisce spostamenti rilevanti per effetto dei carichi verticali questo non costituisce un problema, se non viola lo stato limite di deformazione. Se invece la stessa trave fosse caricata anche da una forza assiale il carico critico euleriano ne subirebbe una notevole riduzione. In questo caso si renderebbe necessario un calcolo in regime di non linearità geometrica per tenere conto degli effetti in stabilizzanti dei carichi assiali.

In conclusione possiamo affermare che la bontà dei risultati in output da modelli più o meno complessi, è legata all'attendibilità fisica delle ipotesi di base. Perciò la validazione numerica è legata sempre ad una corretta interpretazione del problema reale.

2.4 ELEMENTI MONODIMENSIONALI

Riportiamo di seguito gli elementi finiti di base implementati nei software di calcolo, facendo esclusivo riferimento a quelli monodimensionali.

- Elemento biella (*Truss*)

Dotato di 3 gradi di libertà attivi per ogni nodo, è un oggetto molto utilizzato nella rappresentazione di strutture reticolari o più in generale per elementi soggetti puramente a trazione (*Fig. 2.5*).

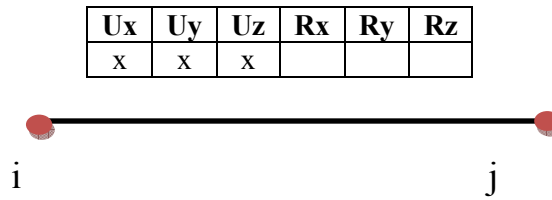


Fig. 2.5

Elemento biella o truss (3 g.d.l. per nodo)

Viene spesso usato anche per modellare pareti o solai cogliendone gli effetti globali attraverso l'equivalenza energetica, senza appesantire il modello numerico. Sembra un controsenso parlare di “appesantimento” del modello numerico, quando il mondo informatico ci fornisce computer sempre più potenti, veloci e performanti. Tuttavia, per giungere ad un buon modello numerico bisogna procedere per approssimazioni successive. Questo perfezionamento progressivo ci riporta al concetto di minimo dell'energia potenziale totale del modello numerico: non arriveremo alla soluzione esatta, bensì alla migliore soluzione raggiungibile. Quanto detto serve a chiarire che la soluzione ottimale si conosce solo per approssimazioni successive.

La strada più pericolosa e spesso seguita nel calcolo numerico professionale è invece la seguente:

- 1- inserimento di un disegno architettonico nel programma di calcolo;
- 2- interpretazione della struttura da parte del programma di calcolo (riconoscimento degli elementi strutturali attraverso i layer);
- 3- definizione dei carichi;
- 4- risoluzione;
- 5- verifica;
- 6- stampa disegni e relazioni.

Ma dopo questo iter non si ha la cognizione della bontà e della stabilità della soluzione.

Bisogna provvedere ad un miglioramento iterativo dei modelli, i quali, devono essere semplici ma non semplicistici, essenziali ma rappresentativi del comportamento globale.

- Elemento trave (*Beam*)

L'elemento trave, o beam, presente nei codici agli elementi finiti, non corrisponde alla nostra idea comune di trave, ovvero di elemento dotato di base, altezza e uno sviluppo longitudinale, in quanto si tratta di un oggetto numerico e non fisico, che può avere comportamenti differenti a seconda delle funzioni di forma scelte. Le funzioni di forma definiscono il campo di spostamenti e il grado di accuratezza della soluzione: in genere sono polinomi di grado basso. L'elemento trave (*Fig. 2.6*) con due nodi e sei gradi di libertà attivi per nodo non è un oggetto univocamente definito perché, ad esempio, se considerassimo una trave in acciaio laminata a freddo (*cold formed*) realizzata con un profilo a C, la scrittura più diffusa delle funzioni di forma non permette di descrivere la rigidezza da ingobbimento impedito (torsione non uniforme o da bimomento). Tale fenomeno, ad esempio, lo ritroviamo nei nuclei ascensore soggetti a torsione. I programmi sono dotati di elementi finiti monodimensionali in grado di descrivere stati deformativi piuttosto che altri: presso-flesso-torsione, instabilità elastica, ecc.

Quindi, prima di utilizzare un elemento finito, bisogna comprendere da manuali e con semplici esempi, il suo funzionamento. Con gli elementi trave è possibile modellare travi e pilastri per cogliere sia gli effetti globali che locali.

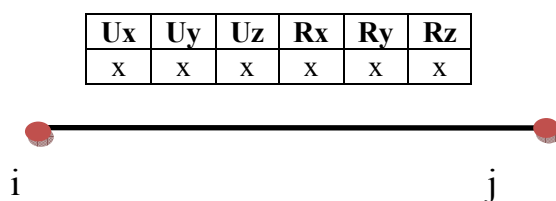


Fig. 2.6
Elemento trave o beam (6 g.d.l. per nodo)

2.5 LE BASI DELLA MODELLAZIONE FEM

Il metodo agli elementi finiti trova origine nella necessità di risoluzione di problemi complessi di analisi elastica e strutturale nel campo dell'ingegneria civile ed aeronautica. Sebbene le prime idee sul metodo furono mosse negli anni 1930-1935 con i lavori di *A.R.Collar* e *W.J.Duncan* nella risoluzione di un problema di aeroelasticità, la vera e propria nascita del metodo agli elementi finiti si colloca a metà degli anni '50 con il contributo fondamentale di *J.Turner* della Boeing. Egli formulò e perfezionò il *Direct Stiffness Method*, il primo approccio agli elementi finiti nel campo del continuo.

Nel 1967 *Zienkiewicz* pubblicò il primo libro sugli elementi finiti e a partire dagli anni '70, il metodo FEM ha trovato diffusione come strategia di modellazione numerica di sistemi fisici in un'ampia varietà di discipline ingegneristiche (elettromagnetismo, fluidodinamica, calcolo strutturale e geotecnica). Nacquero così gran parte dei codici di analisi FEM commerciali (NASTRAN, ADINA, ANSYS, ABAQUS, SAMCEF, etc) tuttora disponibili.

Il metodo agli elementi finiti è una tecnica numerica in grado di ricercare soluzioni approssimate di problemi descritti da equazioni differenziali alle derivate parziali (problemi al continuo), riducendo queste ultime ad un sistema di equazioni algebriche (problema al discreto).

Nel FEM, il dominio è suddiviso in sottodomini detti appunto elementi finiti connessi in un numero finito di nodi dove le funzioni incognite sono espresse come combinazioni di funzioni dette *funzioni di forma*. La differenza con gli altri metodi è che ognuna di queste è propria di un elemento finito e le caratteristiche di continuità e di derivabilità sono verificate in corrispondenza dei nodi. Inoltre tali funzioni devono poter rappresentare stati di deformazione costante e spostamenti rigidi, ovvero rispondere alla condizione di *completezza*. Anche lungo i contorni deve essere rispettata la *congruenza*.

Se il modello di spostamento scelto soddisfa alle condizioni di ammissibilità e completezza, l'Energia Potenziale Totale (EPT) della struttura discretizzata sarà maggiore di quella corrispondente alla deformazione effettiva e, al crescere del numero di elementi finiti, l'energia potenziale totale tende al suo valore esatto. Il *Principio di Minima Energia Potenziale Totale*, da cui discende il FEM, ha oltre centotrenta anni perché è stato introdotto da *Rayleigh* nel 1871 e perfezionato da

Ritz nel 1909. La forma originaria è di più complessa applicazione di quella del metodo FEM, in quanto la configurazione deformata è descritta attraverso una funzione definita in un unico dominio.

Le funzioni approssimanti, dette funzioni di forma, sono in genere dei polinomi, di modesto grado e ciò per accelerarne la convergenza numerica.

Ad esempio, consideriamo una trave elementare isostatica (Fig. 2.7).

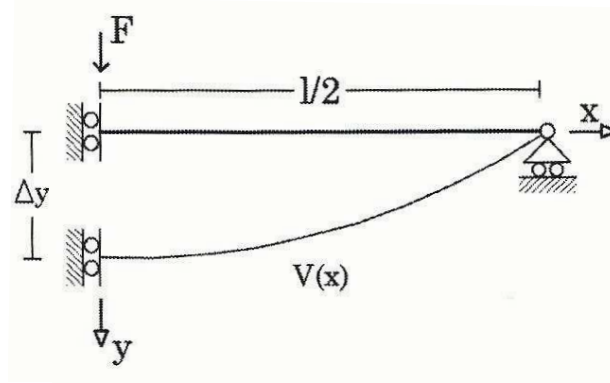


Fig. 2.7
Esempio del metodo di Ritz

La funzione di forma che rappresenta l'abbassamento

$$V(x) = \alpha_0 + \alpha_1 * x^2$$

con la condizione al contorno

$$x = \frac{l}{2} \rightarrow V(x) = 0$$

$$x = 0 \rightarrow V(x) = \Delta y$$

Applicando il principio di minimo dell'EPT si ottiene $\Delta y = \frac{FL^3}{64EI}$ con un errore

del 33% rispetto alla soluzione esatta $\Delta y = \frac{FL^3}{48EI}$.

Aumentando il grado del polinomio

$$V(x) = \alpha_0 + \alpha_1 * x^2 + \alpha_2 * x^4$$

Si ottiene la soluzione più vicina a quella esatta $\Delta y = \frac{FL^3}{48.8EI}$ con un errore del

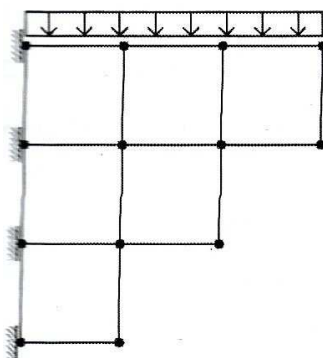
2%. Come si osserva gli abbassamenti calcolati con queste funzioni sono sempre inferiori a quelli effettivi: al crescere del grado del polinomio si tende alla soluzione esatta, ma in generale il modello discreto è più rigido del sistema reale.

2.6 MIGLIORAMENTO DELLA SOLUZIONE

Abbiamo detto che la minimizzazione dell' energia Potenziale Totale, porta il problema a convergenza verso la soluzione esatta. Ciò si traduce nella determinazione della condizione di equilibrio del sistema discretizzato.

Il miglioramento della soluzione può ottenersi nei seguenti due modi:

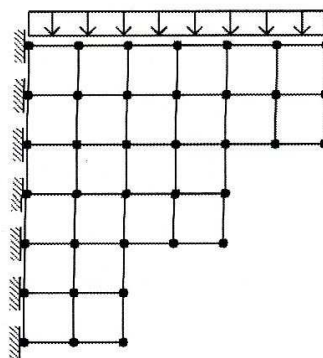
- Incrementare il numero di elementi finiti in cui suddividere la *mesh* solo nelle zone dove è atteso il massimo gradiente degli spostamenti;
- Incremento del grado del polinomio in tutti gli elementi finiti, senza infittire la mesh.



a)

Fig. 2.8a

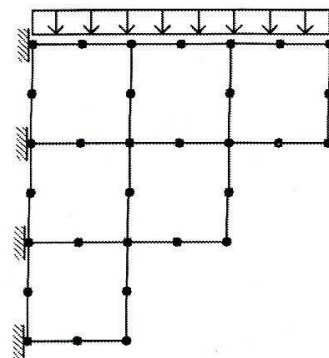
Mensola



b)

Fig. 2.8b

Infittimento della mesh



c)

Fig. 2.8c

Incremento del grado del polinomio

In Figura 2.8a è riportata una mensola realizzata con 6 elementi piani. È possibile migliorare la soluzione optando per la scelta rappresentata in B o

quella in C. Intuitivamente, la prima cosa che viene da fare è ridurre la dimensione degli elementi finiti aumentandone il numero. Le funzioni di forma restano sempre le stesse ma dovendo descrivere il campo di spostamenti in un intervallo più piccolo, lo approssimano con maggior precisione. Questa via, è sempre efficace in termini di miglioramento della soluzione, ma spesso comporta un appesantimento numerico della soluzione dovuto all'incremento del numero di nodi. Una alternativa ragionata è quella di infittire solo nelle zone dove è fisicamente prevedibile un maggiore gradiente degli spostamenti incogniti con un modesto incremento degli elementi finiti.

In *Figura 2.8c* è rappresentato il secondo metodo per migliorare la soluzione, passando all'utilizzo di elementi finiti piani a 8 nodi. Così facendo, si aggiungono nodi intermedi su ogni lato dell'elemento, garantendo una migliore interpolazione delle funzioni di forma senza aumentare il numero di elementi. Un problema accennato nel paragrafo precedente è quello della “rigidità” dei modelli numerici discretizzati, legata al numero di gradi di libertà ed alle funzioni di forma che descrivono il campo degli spostamenti.

In *Figura 2.9* nell'ovale più esterno è racchiuso lo spazio α degli spostamenti nel continuo reale. Con un numero finito di gradi di libertà c'è l'ovale interno β , che rappresenta il campo di spostamenti descrivibili dal modello FEM; mentre lo spazio degli spostamenti ammissibili per il modello discreto vincolato è quello indicato con γ .

Il modello discretizzato rappresenta la realtà con un ridotto numero di gradi di libertà per cui i polinomi interpolatori (funzioni di forma) non possono descrivere interamente l'insieme delle configurazioni ammissibili, pertanto i modelli numerici in generale sono più rigidi dei sistemi continui reali.

2.7 UN ESEMPIO ELEMENTARE

Riportiamo l'esempio di una trave isostatica a sbalzo (*Fig. 2.10*), che può apparire banale ma utile a capire le potenzialità del metodo agli elementi finiti su cui vengono implementati la maggior parte dei codici di calcolo strutturale.

Dati mensola in calcestruzzo:

- lunghezza di 400cm
- sezione 40x40
- carico distribuito di 4kN/m (peso proprio nullo)
- modulo di Poisson $\nu=0,1$.

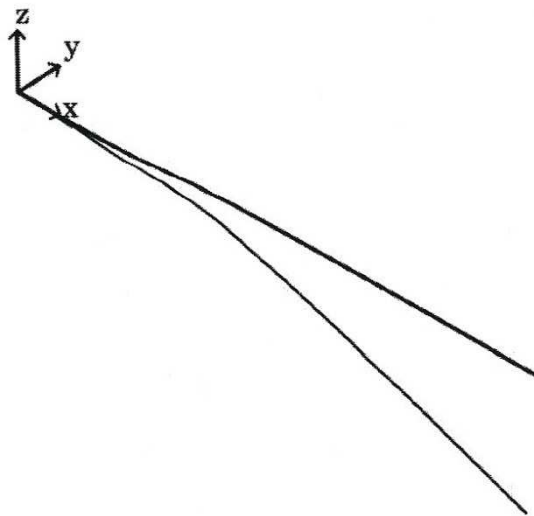


Fig. 2.10

Test n.1 su elementi monodimensionali

La trave è stata modellata con elementi finiti monodimensionali, bidimensionali equivalenti a 4 nodi e con elementi piani a 8 nodi (isoparametrici). A parità di geometria complessiva è stata variata la mesh e la tipologia di suddivisione (*Fig. 2.11*).

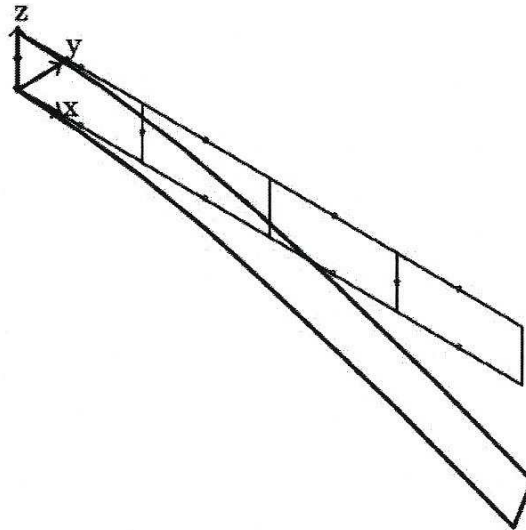


Fig. 2.11

Test n.10 su elementi isoparametrici

Ai fini della validazione del calcolo, l'operazione più semplice da fare è verificare la stabilità della soluzione per ogni caso proposto. Questo serve ad acquisire la sensibilità sulla qualità della soluzione in funzione della dimensione e del numero di elementi finiti.

Di seguito si riportano le caratteristiche del modello utilizzato:

1. elemento finito "trave", sezione 40cmx40cm;
2. modello: 1shell a 4 nodi, 400cmx40cm, s=40cm;
3. modello: 2shell a 4 nodi, 200cmx40cm, s=40cm;
4. modello: 4shell a 4 nodi, 200cmx20cm, s=40cm;
5. modello: 6shell a 4 nodi, 133cmx20cm, s=40cm;
6. modello: 10shell a 4 nodi, 80cmx20cm, s=40cm;
7. modello: 20shell a 4 nodi, 40cmx20cm, s=40cm;
8. modello: 1shell a 8 nodi (isoparametrico), 400cmx40cm, s=40cm;
9. modello: 2shell a 8 nodi (isoparametrico), 200cmx40cm, s=40cm;
10. modello: 4shell a 8 nodi (isoparametrico), 200cmx20cm, s=40cm;
11. modello: 4shell a 8 nodi (isoparametrico) BIS, 100cmx40cm, s=40cm.

Per ognuno di questi elementi è stata riportata la soluzione in termini di spostamento dell'estremità della trave (Tab.1).

Tab. 1 – Mensola. Test sulla qualità della soluzione

Modello	Abbassamento estremità	Errore
1. Trave di De Saint Venant	1,03	0%
2. Trave 1shell 4 nodi (equivalente)	0,74	-27,8%
3. Trave 2shell a 4 nodi (equivalente)	0,94	-8,5%
4. Trave 4shell a 4 nodi (equivalente)	0,95	-7,5%
5. Trave 6shell a 4 nodi (equivalente)	0,98	-4,6%
6. Trave 10shell a 4 nodi (equivalente)	1,00	-2,7%
7. Trave 20shell a 4 nodi (equivalente)	1,01	-1,7%
8. Trave 1shell a 8 nodi (isoparametrico)	0,94	-8,5%
9. Trave 2shell a 8 nodi (isoparametrico)	1,00	-2,7%
10. Trave 4shell a 8 nodi (isoparametrico)	1,00	-2,7%
11. Trave 4shell a 8 nodi (isoparametrico)BIS	1,01	-1,7%

Dalla tabella emergono le seguenti informazioni:

- in un caso così semplice la soluzione numerica ottenuta con elementi finiti monodimensionali coincide con quella teorica;
- gli elementi piani equivalenti convergono molto lentamente alla soluzione e con 20 elementi l'errore è ancora del 2%;
- gli elementi isoparametrici hanno una grande velocità di convergenza al target, con soli 4 elementi l'errore è identico al caso precedente.

Infine si vuole sottolineare quanto detto in precedenza, ovvero che la soluzione numerica dei modelli discretizzati fornisce spostamenti ridotti rispetto a quelli teorici, confermando che i modelli discreti sono più rigidi di quelli teorici.

2.8 AFFIDABILITA' DEL CALCOLO NUMERICO

I programmi di calcolo agli elementi finiti presentano un pericolo insito nella semplicità della modellazione grafica delle strutture. Gli elementi monodimensionali, bidimensionali e tridimensionali, nascondono un significato

fisico che non viene reso esplicito attraverso la visualizzazione a video. È possibile creare un modello numerico costituito da soli elementi lineari e bidimensionali, trovarci poi di fronte ad oggetti che rappresentano cinque o sei modelli meccanici differenti. Nell'ambito degli elementi monodimensionali trave (*beam*), vi sono oggetti che possono o meno descrivere il fenomeno dell'instabilità, oppure riescono a cogliere o meno la non linearità geometrica, piuttosto che la non linearità meccanica.

Si può concludere quindi, che un modello discreto può essere totalmente realizzato con elementi finiti di uguale veste grafica, ma con diversa rappresentazione matematica della realtà. In altri termini è bene comprendere la qualità della soluzione numerica, avendo chiare le caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi finiti che la generano.

Al mondo esistono molte organizzazioni che si occupano della formazione dei tecnici che utilizzano calcolo numerico per le più svariate attività, come il NAFEM, *The International Association for the Engineering Analysis Community* (www.nafems.it), in quanto da sempre progresso informatico e formazione non avanzano parallelamente. In particolare vi è un organismo molto prestigioso l'ICOLD, *International Commission On Large Dams* (www.icold-cigb.net), commissione delle grandi dighe nata nel 1928, che si occupa di confrontare i progressi scientifici nel campo del calcolo delle grandi dighe a livello mondiale. Questa commissione da alcuni anni si sta occupando del problema della verifica del calcolo numerico di queste strutture, nonché della validazione dei mezzi di calcolo utilizzati. L'ICOLD rappresenta quanto di meglio si riesca a fare nel calcolo delle dighe: i membri sono rappresentati da organismi dall'altissima specializzazione, prevalentemente universitari. Nei convegni periodici vengono proposti dei problemi numerici dei quali, nel convegno successivo, vengono presentate le soluzioni.

A tal proposito riportiamo il problema della diga ad arco proposto nel 1995, con i risultati confrontati nel workshop dedicato al calcolo numerico presentati l'anno successivo a Madrid. Il problema da esaminare riguardava il calcolo dell'apertura del giunto di una diga ad arco (*Fig. 2.12*), dati il livello idrico, le dimensioni del giunto da calcolare oltre alle caratteristiche dei materiali.

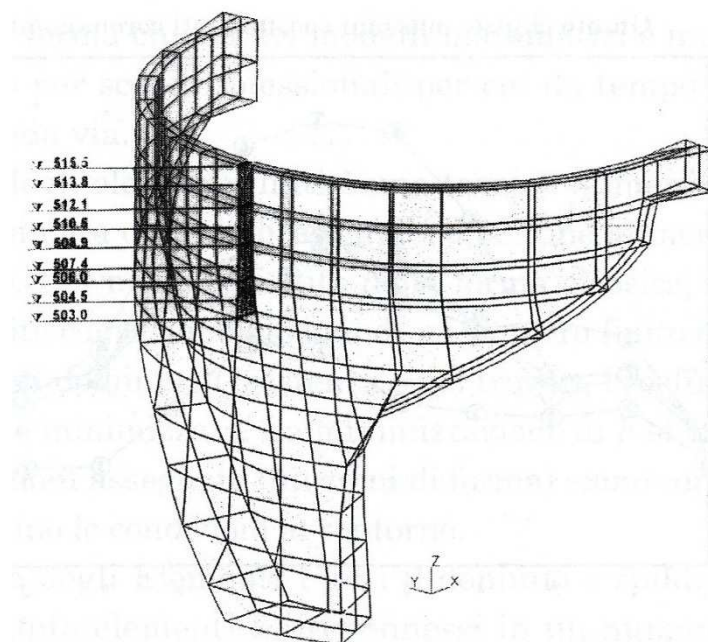


Fig. 2.12

Modello diga, ICOLD, Madrid 1996

Sono state date a tutti i partecipanti le indicazioni per eseguire il calcolo con qualsiasi programma, tuttavia le elaborazioni presentate sono state condotte solo con Ansys e Abaqus. Si è precisato che l'ICOLD rappresenta il punto più avanzato della ricerca scientifica del settore, ma nonostante ciò, è di grande interesse quello che si osserva dal grafico in *Figura 2.13*. Si nota come lo spostamento che subisce il coronamento della diga ad arco per effetto dell'innalzamento del livello dell'acqua, descritto dalle soluzione n.3 presenta quasi un ordine di grandezza di differenza rispetto alla soluzione n.6.

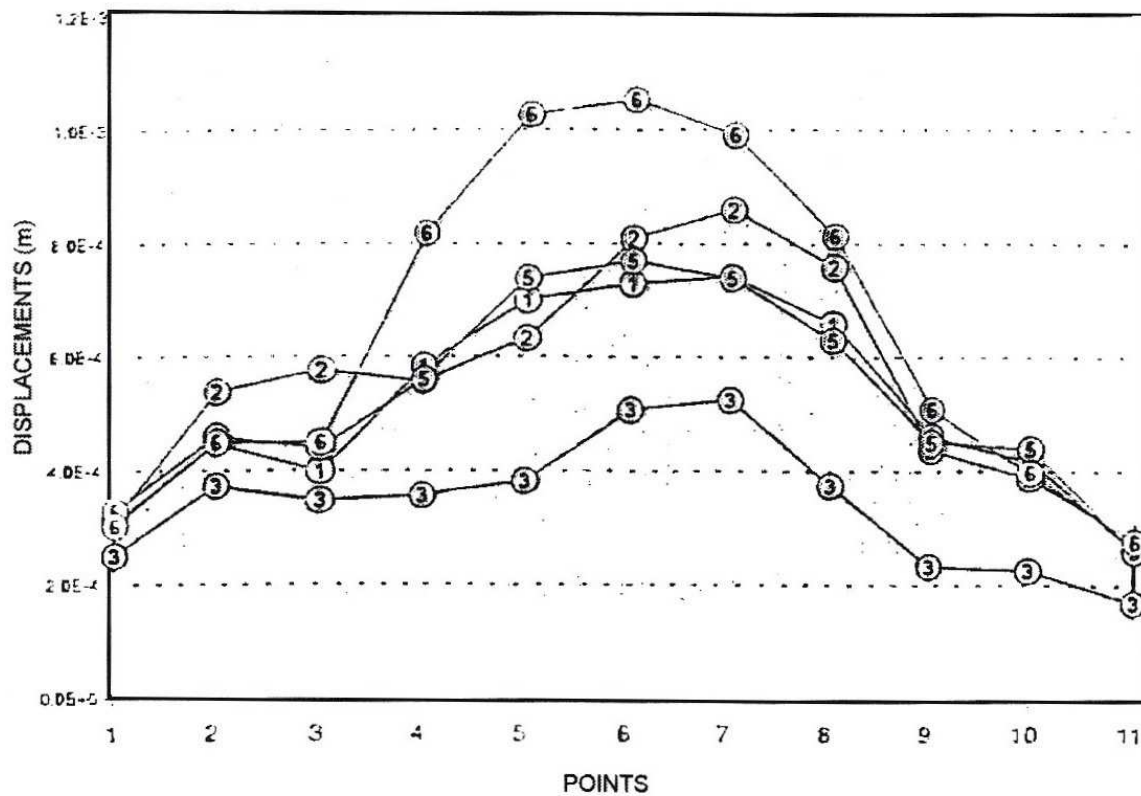


Fig. 2.13

Diagramma ampiezze giunto diga

Questo esempio è eloquente delle insidie che tutt'ora emergono dal calcolo numerico, ovvero “non c'è programma che tenga”. A conclusione di quanto riportato, è evidente come nel calcolo numerico che bisogna procedere con attenzione e senso critico poiché nessun codice dà la certezza della correttezza della soluzione. Addirittura, in un problema molto complesso come quello riportato, ove è presente non linearità geometrica e non linearità meccanica, si rischia di non trovare neppure la soluzione in un intervallo contenuto.

Capitolo 3

“STEEL FRAME”:TUTORIAL

3.1 LA NECESSITA' DI UN'IDEA

Steel Frame nasce in seguito ad un progetto di ricerca interno al D.I.C.A.M. (Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e dei Materiali). Il progetto riguarda la modellazione e l'analisi di edifici industriali in acciaio, con particolare enfasi per lo sviluppo di “sistemi costruttivi” in acciaio per l'edilizia industriale. Si vuole estendere all'ambito delle forniture di edifici industriali il concetto di “*chiavi in mano*”, proponendo un “pacchetto” strutturale completo, facilmente riproducibile su larga scala.

La necessità dello sviluppo di un sistema costruttivo è sempre più sentita e nasce da un insieme di richieste precise che il mercato pone sempre più insistentemente ai costruttori. Di seguito viene riportata una parte del bando legato al *progetto Steel Frame* e le principali richieste, quali:

- *la capacità di effettuare una preventivazione rapida dell'edificio. Questa è possibile solo tramite strumenti che permettano una progettazione*

immediata della struttura, tenendo in considerazione tutti gli aspetti progettualmente rilevanti (resistenza al sisma, resistenza al fuoco, caratteristiche di isolamento termico e acustico, superficie utile illuminante);

- *la capacità di fornire una certificazione di tutte le performances della struttura: è richiesto infatti un documento di certificazione che assicuri il cliente circa ogni aspetto dell’edificio. Tali documenti devono essere redatti secondo norme prestazionali sempre più complesse e severe (esempio: Testo Unico per le Costruzioni, od Eurocodici Strutturali);*
- *la capacità del costruttore, soprattutto nell’ambito industriale, di operare indifferentemente su tutto il territorio europeo in risposta a quei clienti che intendono aprire filiali in altri paesi dell’Unione. Tale capacità impone da un lato la possibilità di certificare i propri prodotti secondo normative e standard riconosciuti a livello internazionale, dall’altro introduce il problema del trasporto della struttura dal luogo di produzione a quello di montaggio come variabile importante della progettazione;*
- *la capacità di fornire un edificio, inteso come sistema integrato di sofisticate componenti impiantistiche, che garantisca non solo un risparmio energetico grazie alle sue caratteristiche di coibentazione, ma anche una produzione energetica tramite l’integrazione con impianti fotovoltaici o pannelli solari.*

Il soddisfacimento di tutti questi requisiti impone un ripensamento del processo produttivo, che vada nella direzione di una sempre più spinta industrializzazione dello stesso. In estrema sintesi, questo si attua attraverso la informatizzazione della fase di progetto (dimensionamento ai fini della preventivazione o del progetto esecutivo) e della fase di produzione (lavorazione dei pezzi).

In questo progetto di ricerca si intendono sviluppare la definizione di una procedura automatica di progetto ed ottimizzazione strutturale per una struttura in acciaio per edificio industriale, innovativa come tipologia costruttiva ed idonea ad ottenere ottimi livelli di coibentazione termoacustica, resistenza al

fuoco, elevato grado di luminosità naturale interna e trasportabilità nel luogo di costruzione. Un edificio, inoltre, in cui lo studio della struttura e dell'involucro esterno siano integrati per raggiungere elevati standard di funzionalità di utilizzo ed economia di gestione.

La informatizzazione del progetto prevede le seguenti tre macrofasi:

- 1. elaborazione di una procedura per la verifica strutturale automatica in funzione dei parametri di geometria della struttura (es. luce libera interna, altezza utile), delle sue caratteristiche funzionali (es. portata dei carriponte, predisposizione per soppalchi) e del tipo di profili con cui realizzarla;*
- 2. elaborazione di una procedura per il dimensionamento automatico (o progetto automatico). Tale procedura, data la sola geometria della struttura ed i carichi prevede una ottimizzazione strutturale automatica per ridurre quanto più possibile la sezione dei profili, e dunque i costi, nel rispetto dei limiti di sicurezza imposti dalla legge;*
- 3. elaborazione di una procedura che effettui i computi dei pesi della struttura e delle opere complementari richieste, al fine di poter facilmente redigere un preventivo economico della struttura in oggetto. Al termine del processo di ottimizzazione si prevede che il preventivo sarà il più concorrenziale possibile.*

In questa Tesi si è puntata l'attenzione sull'aspetto di calcolo e verifica dell'edificio industriale tralasciando, per il momento, l'ottimizzazione strutturale della quale ci si preoccuperà successivamente.

Di seguito verranno esposti i passi e i ragionamenti che hanno permesso l'implementazione di “Steel Frame”, in una sorta di “Teoretichal Manual”.

3.2 PRESENTAZIONE DEL CODICE *STEEL FRAME*

Il codice viene inizializzato lanciando la function *Start Frame*. Comparirà a video la schermata di avvio di *Steel Frame*. Partendo dall’alto-sinistra e procedendo in senso orario, è possibile notare come vengano richiamate le diverse fasi di progettazione: dall’input della geometria e dei carichi, alla creazione della *mesh*, nonché risoluzione e verifica dei risultati, per finire con la stampa della relazione.

L’ impostazione della schermata di avvio è semplice e di facile comprensione, in quanto vi è la totale possibilità di gestione delle operazioni (Fig. 3.2). Con questo prodotto, si vuole garantire un iter di progettazione di massima e preventivazione, veloce ed efficiente.

Steel Frame, come gran parte dei software di progettazione strutturale presenti sul mercato, si basa sul metodo degli elementi finiti, permettendo di modellare l’edificio industriale attraverso una maglia di nodi (*mesh*) collegati per l’appunto da elementi finiti monodimensionali. Il codice di calcolo è stato progettato per edifici che presentano una ben definita tipologia di capriata (Fig. 3.1).

Il pre-dimensionamento non richiede ancora valutazioni di analisi strutturali “superiori”, per cui *Steel Frame* è rivolto unicamente ad analisi lineari di tipo statico.

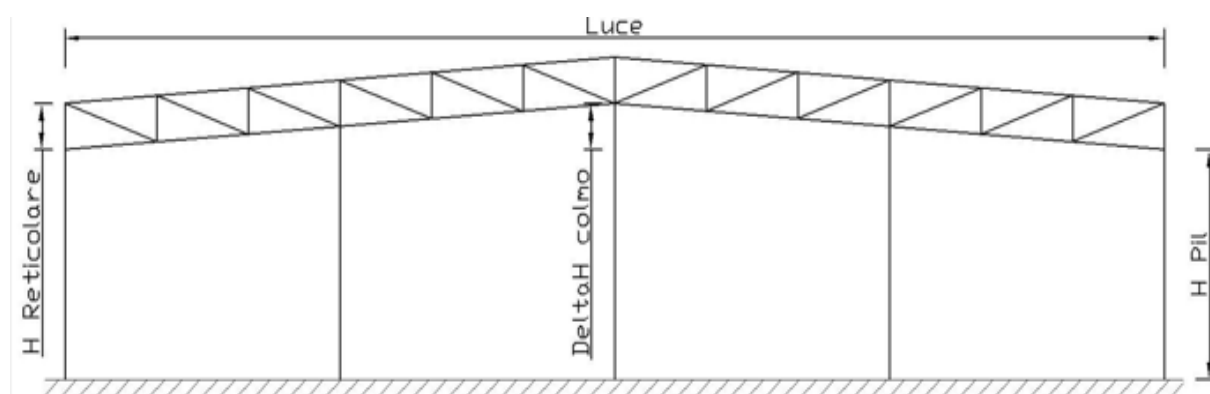


Fig. 3.1

Vista frontale della tipologia di edificio industriale trattato

Di seguito analizzeremo l’implementazione del codice partendo dalla definizione dell’ambiente di lavoro, sino al calcolo e verifica della struttura.

Figure 3: SteelFrame

GEOMETRIA - SEZIONI - MATERIALE

GEOMETRIA DEL MODELLO		GEOMETRIA DELLA RETICOLARE		SEZIONI	
H Pilastri [mm]	3000	N° campi reticolare	12	Pilastri	IPE 100
Int. Pil. Laterali [mm]	1500	H reticolare [mm]	500	Travi	IPE 100
Luce [mm]	18000	DeltaH colmo [mm]	1000	Pil. Laterali	IPE 100
Interasse Telai [mm]	4000	SEZIONI RETICOLARE		Orizz. Lat.	IPE 100
N° Telai	2	Corr. Superiore	IPE 100	Controv. Lat.	IPE 100
N° Pil. facciata	5	Corr. Inferiore	IPE 100	Arcaresci Telaio	IPE 100
Dist. Ret-Pil F [mm]	3000	Montanti e Diagonali !			
Dist. Ret-Pil R [mm]	3000	MATERIALE		Arcares. Telaio bordo	IPE 100
Campi Pil. Lat.	3			Colleg. Ret.-Pil.	IPE 100
H Pensilina >0 [mm]	2500			Controv. Copertura	IPE 100
				Shed	IPE 100

CARICHI

Permanenti		Carico Vento	
Strutturali [Nm2]	150	Zona	2
Non Strutturali [Nm2]	200	Altitudine s.l.m. [m]	150
Carico Neve		Classe Rugosità	B
Zona	I mediterranea	distanza dal mare [km]	140
Altitudine s.l.m. [m]	150	z_min [m]	S
Zona Esposizione	Normale	Coef. Esposizione	0.55555
alpha	7.12502	p Front. [Nm2]	0.22222
q neve [Nm2]	0.55555	p Trasv. [Nm2]	0.55555

Azione Neve !

CARICO FACCIATA

N [N]

0

M [N*mm]

0

Azione Vento !

CARICO FIANCIATA

N [N]

0

M [N*mm]

0

MODELLO E RISOLUZIONE

Modello Capriata

Truss

PLOT !

SOLVE !

VERIFICA PER COMBINAZIONE DI CARICO

Combinazione di carico

SLU Neve ...

N° sezioni di verifica

5

VERIFICA !

RELAZIONE >>>

VISTA FRONTALE

Fig. 3.2
Schermata Steel Frame

3.3 SISTEMA DI RIFERIMENTO

Il *sistema di riferimento globale* (Fig. 3.3) è costituito da una terna destrorsa di assi cartesiani ortogonali XYZ (regola della mano destra). L'asse X è orizzontale con verso da sinistra a destra, mentre l'asse Z è verticale, diretto verso l'alto. Le rotazioni sono considerate positive se concordi con gli assi vettori.

Il *sistema di riferimento locale* delle aste è costituito da una terna di assi cartesiani ortogonali che ha l'asse $x(1)$ coincidente con l'asse longitudinale di sviluppo dell'asta e orientato dal nodo iniziale i al nodo finale f ; l'asse $y(2)$ è ottenuto in riferimento ad un punto ausiliario specifico di ogni asta, con verso che va dal nodo iniziale i al nodo ausiliario a . Infine l'asse $z(3)$ costituisce con $x(1)$ e $y(2)$ una terna destrorsa.

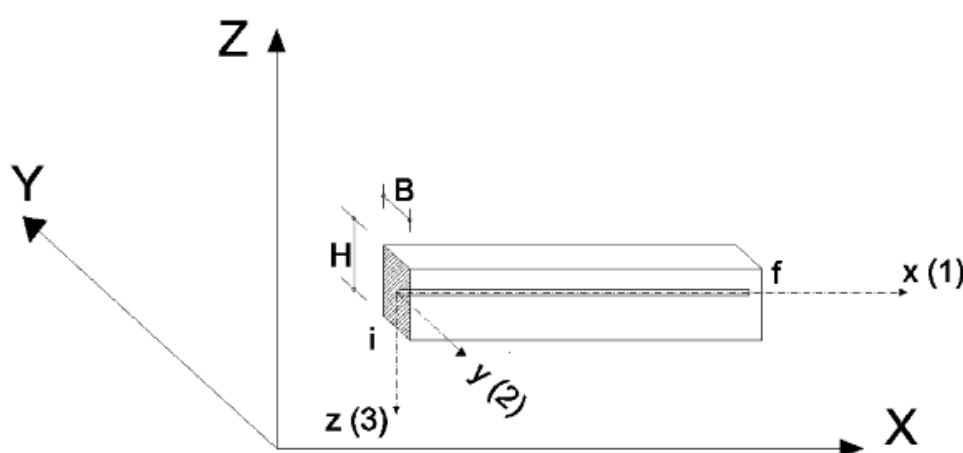


Fig. 3.3

Sistema di riferimento locale e globale

Il problema del continuo elastico, descritto dalle equazioni differenziali di Cauchy, viene risolto dividendo il dominio in sottodomini finiti, i cui bordi convergono in punti specifici. I sottodomini sono detti “*elementi finiti*” e i punti “*nodi*”. Di seguito saranno analizzati gli elementi utilizzati da *Steel Frame*, a partire da un approccio che si serve di relazioni esplicite, tradotte in espressioni di calcolo matriciale, con l'utilizzo dei processi teorici che sono alla base dei F.E.M. (*Finite Element Methods*).

3.4 ELEMENTO *BEAM*

Tra i problemi classici dell'ingegneria civile, quello del telaio è forse il più frequente. Il telaio è uno schema strutturale realizzato tramite l'assemblaggio, in senso generale, di travi.

Steel Frame permette di modellare telai spaziali attraverso *beam*, ovvero elementi finiti aventi una dimensione preponderante rispetto alle altre (elemento monodimensionale) che ben descrivono il comportamento di elementi snelli secondo la "Teoria della trave inflessa" (*Teoria Eulero-Bernoulli*).

Le assunzioni fatte secondo questa formulazione sono:

- le sezioni si mantengono piane anche dopo la deformazione;
- le sezioni piane si mantengono ortogonali alla tangente della deformata;

in estrema sintesi viene trascurata la deformabilità tagliante.

Steel Frame implementa *beam* aventi sei gradi di libertà per nodo: tre alla traslazione e tre alla rotazione. Ogni elemento è in grado di sopportare sforzi assiali, taglianti, torsionali e flettenti.

$$\mathbf{u}_e = [u_1 \ v_1 \ w_1 \ \varphi_{1x} \ \varphi_{1y} \ \varphi_{1z} \ u_2 \ v_2 \ w_2 \ \varphi_{2x} \ \varphi_{2y} \ \varphi_{2z}]^T$$

La Matrice di Rigidezza di ogni asta (*Fig. 3.4*) è ottenuta combinando le tre sottomatrici per spostamento assiale, torsione, flessione nei due piani:

Matrice di rigidezza assiale k_a :

$$k_a = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix}$$

Matrice di rigidezza a torsione k_t :

$$k_t = \frac{GJ_t}{L} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix}$$

Matrice di rigidezza k_y a flessione retta associata al vettore momento di asse y:

$$k_y = \begin{bmatrix} \frac{12EI_y}{L^3} & \frac{6EI_y}{L^2} & -\frac{12EI_y}{L^3} & \frac{6EI_y}{L^2} \\ \frac{6EI_y}{L^2} & \frac{4EI_y}{L} & -\frac{6EI_y}{L^2} & \frac{2EI_y}{L} \\ -\frac{12EI_y}{L^3} & -\frac{6EI_y}{L^2} & \frac{12EI_y}{L^3} & -\frac{6EI_y}{L^2} \\ \frac{6EI_y}{L^2} & \frac{2EI_y}{L} & -\frac{6EI_y}{L^2} & \frac{4EI_y}{L} \end{bmatrix}$$

Matrice di rigidezza k_z a flessione retta associata al vettore momento di asse z:

$$k_z = \begin{bmatrix} \frac{12EI_z}{L^3} & -\frac{6EI_z}{L^2} & -\frac{12EI_z}{L^3} & -\frac{6EI_z}{L^2} \\ \frac{6EI_z}{L^2} & \frac{4EI_z}{L} & \frac{6EI_z}{L^2} & \frac{2EI_z}{L} \\ -\frac{12EI_z}{L^3} & \frac{6EI_z}{L^2} & \frac{12EI_z}{L^3} & \frac{6EI_z}{L^2} \\ -\frac{6EI_z}{L^2} & \frac{2EI_z}{L} & \frac{6EI_z}{L^2} & \frac{4EI_z}{L} \end{bmatrix}$$

La relazione tra forze nodali e spostamenti nodali generalizzati può esprimersi attraverso la relazione $\underline{F} = \underline{K} \underline{u}$ che raccoglie nella matrice di rigidezza della trave spaziale \underline{K} , le matrici di rigidezza elementari riportate precedentemente (Fig. 3.4).

$$[k]_r = \begin{bmatrix} \frac{EA}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI_z}{l^3} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{12EI_y}{l^3} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{GJ_x}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_y}{l^2} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{l^2} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{6EI_z}{l^2} & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_z}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{EA}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{EA}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{12EI_z}{l^3} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{12EI_y}{l^3} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GJ_x}{l} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{2EI_z}{l} \end{bmatrix}$$

Fig. 3.4

Matrice di Rigidezza nell'asta nel riferimento locale

3.5 GENERAZIONE DELLA MESH

La creazione della *mesh*, ovvero la discretizzazione del dominio grazie ad elementi finiti, viene eseguita attraverso il bottone **PLOT**. Esso richiama la function “*Mesh_Cap*”, all’interno della quale vengono definiti i nodi e le connessioni tra essi.

Sulla base delle caratteristiche geometriche inserite nello “*Start Frame*”, “*Mesh_Cap*” definisce una matrice dei nodi *N* e una matrice delle connessioni *LCO*.

N presenta nella prima colonna l’etichetta del nodo e nelle successive tre, le sue coordinate x, y, z: il numero di righe sarà quindi pari al numero dei nodi utilizzati per la discretizzazione

$$N_{(nodi \times 4)} = \begin{bmatrix} 1 & x1 & y1 & z1 \\ 2 & x2 & y2 & z2 \\ 3 & x3 & y3 & z3 \\ 4 & x4 & y4 & z4 \\ 5 & x5 & y5 & z5 \\ \dots & \dots & \dots & \dots \end{bmatrix} \quad \text{Matrice dei nodi } N$$

LCO presenta un numero di righe pari al numero delle connessioni realizzate, riportando nelle prime due colonne il nodo di partenza e di arrivo dell’asta. La terza colonna identifica la tipologia di sezione dell’asta. Infine, vengono riportate le coordinate del punto ausiliario, molto utile per quanto riguarda la definizione dell’orientamento dell’asta nello spazio e, quindi dei carichi agenti su di essa.

Matrice di connettività

$$LCO_{(n^{\circ}astex6)} = \begin{bmatrix} nodo_i & nodo_f & sezione & x_{nodoaux} & y_{nodoaux} & z_{nodoaux} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \end{bmatrix}$$

L’implementazione dei nodi e delle connessioni tra essi, viene eseguita in cascata per ogni tipologia di elemento strutturale (pilastri, travi, arcarecci, montanti, diagonali,...ecc.) e per ogni telaio ricorrente.

Sempre all’interno di “*Mesh_Cap*”, vengono definite le lunghezze di influenza dei carichi elementari agenti ai nodi dell’elemento attraverso matrici a due colonne (una per ogni nodo dell’asta) vFd_i (i generico carico elementare: peso proprio, permanente, neve, vento frontale, vento laterale). I carichi, successivamente inseriti per unità di superficie, si ritroveranno così espressi per unità di lunghezza nella fase di risoluzione.

Analogamente saranno inserite le direzioni di carico per ogni tipologia di asta attraverso l’angolo ϑ (variabile tra 0 e π), formato tra la direzione dell’asse y ottenuta in relazione al punto ausiliario, e quella del carico stesso. La disposizione dei carichi è fatta sempre in riferimento all’asse geometrico della sezione (eccentricità nulle).

La procedura è stata implementata attraverso una successione di “*cicli for*” (Fig. 3.5) definiti a seconda della funzione riservata a ciascun elemento strutturale nel sistema “*Capannone*”.

Definizione della larghezza di influenza del carico

$$VFd_perm = \begin{bmatrix} l_{influenza\ nodo_i} & l_{influenza\ nodo_f} \\ \dots & \dots \\ \dots & \dots \end{bmatrix}$$

Definizione della direzione del carico rispetto l’asse di maggior inerzia (asse y)

$$Fd_perm = \begin{bmatrix} asta & direz_{carico} & e_x & e_y \\ \dots & \dots & 0 & 0 \\ \dots & \dots & 0 & 0 \end{bmatrix}$$


```

%% LCO MATRICE DI CONNETTIVITA'

%% PILASTRI DI FACCIATA (fronte)

for kk=1:1:pil_facc
    LCO(size(LCO,1)+1,1)=N(kk,1);
    LCO(size(LCO,1),2)=N(pil_facc+kk,1);
    LCO(size(LCO,1),3)=sez_pil_facc;
    LCO_name(size(LCO_name,1)+1,1)='Pil_facc';
    % punti ausiliari
    LCO(size(LCO,1),4)=N(LCO(size(LCO,1),1),3)+100;
    LCO(size(LCO,1),5)=N(LCO(size(LCO,1),1),4);
    LCO(size(LCO,1),6)=N(LCO(size(LCO,1),1),5);

    vFd_PP(size(vFd_PP,1)+1,1:2)= 0;
    vFd_Perm(size(vFd_Perm,1)+1,1:2)= 0;
    vFd_wind_front(size(vFd_wind_front,1)+1,1:2)= -Lcamp/(pil_facc-1);
    vFd_wind_side(size(vFd_wind_side,1)+1,1:2)= 0;
    vFd_snow(size(vFd_snow,1)+1,1:2)= 0;

    %% num asta                                dir_carico

    Fd_PP (size(Fd_PP,1)+1,1:4)=[size(Fd_PP,1)+1, 0, 0, 0];
    Fd_Perm (size(Fd_Perm,1)+1,1:4)=[size(Fd_Perm,1)+1 , 0, 0, 0];
    Fd_wind_front(size(Fd_wind_front,1)+1,1:4)=[ size(Fd_wind_front,1)+1, pi/2, 0, 0];
    Fd_wind_side(size(Fd_wind_side,1)+1,1:4)=[size(Fd_wind_side,1)+1, 0, 0, 0];
    Fd_snow(size(Fd_snow,1)+1,1:4)=[ size(Fd_snow,1)+1, 0, 0, 0];

    waitbar(kk/pil_facc,WBM)

end

%% TRAVI DI FACCIATA (fronte)
for i=1:1:nc_ret;
    LCO(size(LCO,1)+1,1)= N( pil_facc*2+i,1);
    LCO(size(LCO,1),2)=N( pil_facc*2+i+1,1);
    LCO(size(LCO,1),3)=sez_tr_facc;
    LCO_name(size(LCO_name,1)+1,1)='Tr_fronte';
    % punti ausiliari
    LCO(size(LCO,1),4)=N(LCO(size(LCO,1),1),3);
    LCO(size(LCO,1),5)=N(LCO(size(LCO,1),1),4)+100;
    LCO(size(LCO,1),6)=N(LCO(size(LCO,1),1),5);

    vFd_PP(size(vFd_PP,1)+1,1:2)= -1;
    vFd_Perm(size(vFd_Perm,1)+1,1:2)= 0;
    vFd_wind_front(size(vFd_wind_front,1)+1,1:2)=0;
    vFd_wind_side(size(vFd_wind_side,1)+1,1:2)= 0;

    vFd_snow(size(vFd_snow,1)+1,1:2)= 0;

    Fd_PP(size(Fd_PP,1)+1,1:4)=[ size(Fd_PP,1)+1, pi/2, 0, 0];
    Fd_Perm (size(Fd_Perm,1)+1,1:4)=[size(Fd_Perm,1)+1 , 0, 0, 0];
    Fd_wind_front(size(Fd_wind_front,1)+1,1:4)=[ size(Fd_wind_front,1)+1, 0, 0, 0];
    Fd_wind_side(size(Fd_wind_side,1)+1,1:4)=[size(Fd_wind_side,1)+1, 0, 0, 0];
    Fd_snow(size(Fd_snow,1)+1,1:4)=[ size(Fd_snow,1)+1, 0, 0, 0];

end

```

Fig. 3.5

Implementazione pilastri e travi

“*Mesh_Cap*”, richiamata attraverso un’istruzione “*callback*” specifica di *Matlab*, vive solamente all’interno di tale ciclo. Perciò, se si vogliono visualizzare e controllare le variabili di interesse, è bene che siano precedentemente inizializzate in “*Start_Frame*”.

A questo punto, grazie alle matrici dei nodi N e delle connessioni LCO , siamo in grado di “plottare” il modello strutturale discreto (Fig. 3.6).

E’ bene sottolineare la registrazione della tipologia di ogni elemento strutturale all’interno della matrice LCO_name , che come vedremo, si presenterà molto utile nella fase di soluzione e verifica.

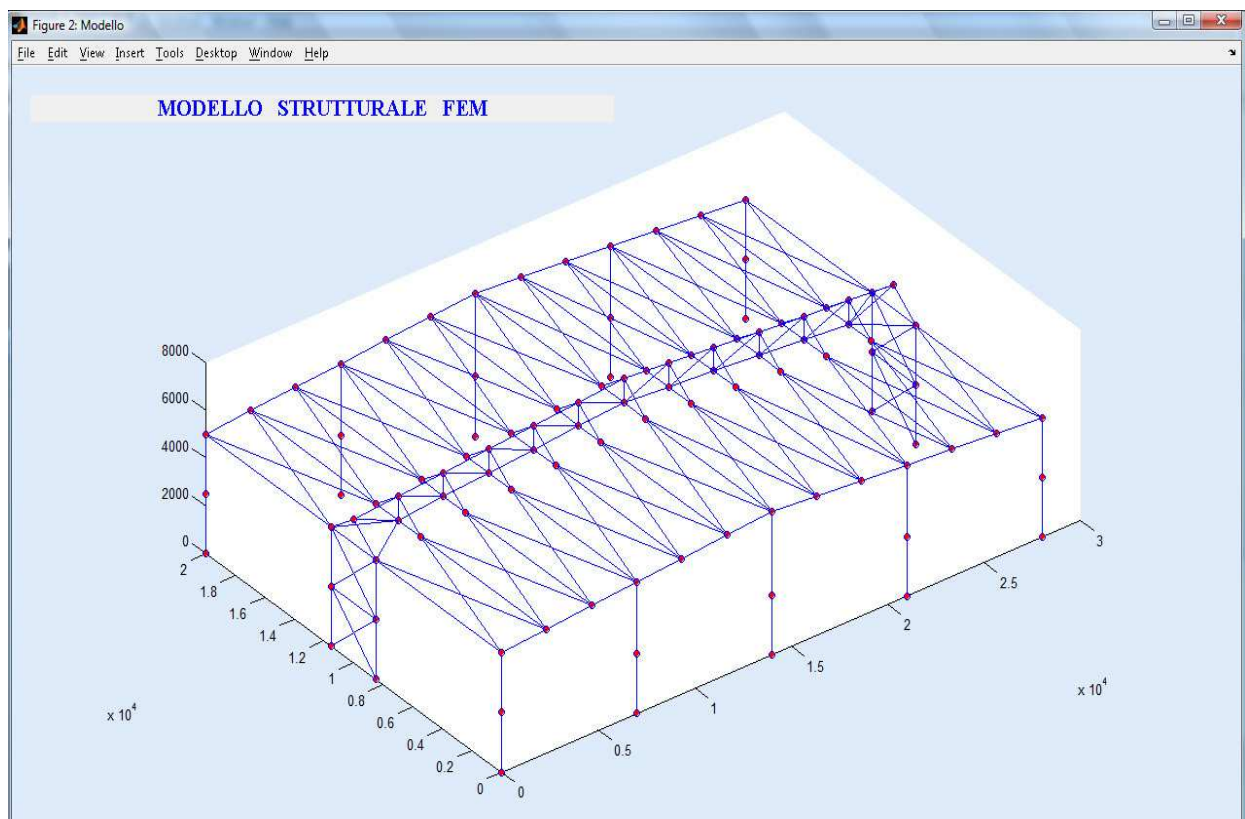


Fig. 3.6
Modello strutturale discreto

3.6 SOLUTORE

Il solutore implementato in “*Steel_Frame*” è stato concepito unicamente per effettuare analisi lineari di tipo statico. A supporto di questa fase di progettazione del codice, ci siamo serviti di uno tra i più diffusi software strutturali sia a livello commerciali che didattico, ovvero Straus7.

L'utilità di tale affiancamento, è stata proprio nel confronto diretto dei risultati in output provenienti dai due programmi, in riferimento al medesimo problema trattato.

Prima di passare ad esaminare la function “*Solutore*”, è bene mettere in evidenza gli step che ci hanno portato alla sua scrittura:

- *Step 1*

Caricamento dei dati geometrici provenienti da “*Mesh_Cap*” e delle caratteristiche meccaniche delle sezioni dei vari profili attraverso libreria (Fig. 3.7).

Ciò permette di creare una matrice “*VPA*” contenente le proprietà sezionali di ogni asta, a seconda della tipologia di elemento strutturale. In questo modo si ha la registrazione delle caratteristiche geometriche e meccaniche per ciascun elemento finito: ciò sarà molto utile nel prosieguo della programmazione.

```

%% COSTRUISCO LA MATRICE DELLE PROPRIETA' DELLE SEZIONI

% 1 SEZIONE PILASTRI DI FACCIATA
numSEC=sez_pil_facc;
aa= strcmp(DataIeH(numSEC,1),'I'); % sezione I
bb= strcmp(DataIeH(numSEC,1),'H'); % sezione H
cc= strcmp(DataIeH(numSEC,1),'T'); % sezione Tubolare

if or(aa==1,bb==1)
    hw_sez_pil_facc=DataIeH(numSEC,4); % altezza profilo
    b_sez_pil_facc=DataIeH(numSEC,5); % larghezza ali
    tw_sez_pil_facc=DataIeH(numSEC,6); % spessore anima
    tf_sez_pil_facc=DataIeH(numSEC,7); % spessore ali
    r_sez_pil_facc=DataIeH(numSEC,8); % raggio di raccordo
    A_sez_pil_facc=DataIeH(numSEC,9); % area
    Jy_sez_pil_facc=DataIeH(numSEC,11); % momento d'inerzia y
    Jz_sez_pil_facc=DataIeH(numSEC,12); % momento d'inerzia z
    iy_sez_pil_facc=DataIeH(numSEC,15); % raggio d'inerzia
    iz_sez_pil_facc=DataIeH(numSEC,16); % raggio d'inerzia
    Wel_y_sez_pil_facc=DataIeH(numSEC,17); % modulo elastico y
    Wel_z_sez_pil_facc=DataIeH(numSEC,18); % modulo elastico z
    Wpl_y_sez_pil_facc=DataIeH(numSEC,19); % modulo plastico y
    Wpl_z_sez_pil_facc=DataIeH(numSEC,20); % modulo plastico z
    Jt_sez_pil_facc=DataIeH(numSEC,13); % inerzia torsionale

elseif cc==1
    d_sez_pil_facc=DataIeH(numSEC,4); % diametro del profilo
    s_sez_pil_facc=DataIeH(numSEC,5); % spessore
    A_sez_pil_facc=DataIeH(numSEC,9); % area
    Jy_sez_pil_facc=DataIeH(numSEC,11); % momento d'inerzia y
    Jz_sez_pil_facc=DataIeH(numSEC,12); % momento d'inerzia z
    iy_sez_pil_facc=DataIeH(numSEC,15); % raggio d'inerzia
    iz_sez_pil_facc=DataIeH(numSEC,16); % raggio d'inerzia
    Wel_y_sez_pil_facc=DataIeH(numSEC,17); % modulo elastico y
    Wel_z_sez_pil_facc=DataIeH(numSEC,18); % modulo elastico z
    Wpl_y_sez_pil_facc=DataIeH(numSEC,19); % modulo plastico y
    Wpl_z_sez_pil_facc=DataIeH(numSEC,20); % modulo plastico z
    Jt_sez_pil_facc=DataIeH(numSEC,13); % inerzia torsionale
end

```

Fig. 3.7

Inserimento delle caratteristiche sezionali per tipologia di asta

- Step 2

Definizione delle condizioni di vincolo attraverso la matrice BL (Fig. 3.8).

$$BL_{(n^2_{cv} \times 2)} = \begin{bmatrix} \text{nodo vincolato} & gdl_{\text{vincolato}} \\ \dots & \dots \\ \dots & \dots \end{bmatrix}$$

Attraverso il vettore U_{imp} , andremo a imporre spostamenti nulli nei nodi alla base dei pilastri.

```
%% Condizioni di Vincolo

BL=[];
for kk=1:1:size(N,1)
    if N(kk,5)==0
        for jj=1:1:6
            BL(size(BL,1)+1,1)=N(kk,1);
            BL(size(BL,1),2)=jj;
        end
    end
    waitbar(i/size(N,1),WB,'Caricamento Condizioni di Vincolo...');
end
ncv = size(BL,1);
Uimp = zeros( ncv, 1);
```

Fig. 3.8

Matrice BL delle condizioni di vincolo

- Step 3

Inserimento di eventuali forze concentrate nei nodi di facciata e di fiancata attraverso il vettore F. In facciata vi è la possibilità di considerare l’eventuale azione derivante dalla presenza di una pensilina. Analogamente, in fiancata, può essere necessario considerare carichi concentrati ai nodi dei campi di pilastro (Fig. 3.9).

```
%% Vettore delle Forze nodali F (s.r.locale)
F_fac=zeros(ntn*ngd,1);
F_fian=zeros(ntn*ngd,1);
for kk=1:1:size(N,1)
    if and(N(kk,5)==HCAr,N(kk,4)==0) | and(N(kk,5)==HCAr,N(kk,4)==(l_pil_1+l_pil_2+B*(n_tel-1)))
        F_fac((kk-1)*ngd+1,1)=NFA;
        F_fac((kk-1)*ngd+4,1)=MFA;    % Carichi di Facciata
    end
    if N(kk,5)==Hpil/nc_pil & N(kk,4)~=0 & N(kk,4)~=(l_pil_1+l_pil_2+B*(n_tel-1))
        F_fian((kk-1)*ngd+1,1)=NFI;
        F_fian((kk-1)*ngd+5,1)=MFI;    % Carichi di Fiancata
    end
end
F=F_fac+F_fian; % Vettore delle Forze concentrate
```

Fig. 3.9

Vettore F delle forze nodali

- Step 4

Inserimento delle condizioni di carico elementare: pesi propri, carichi permanenti, carico da neve, pressione da vento frontale, pressione da vento laterale (Fig. 3.10).

```
%% -----SPOSTAMENTI ELEMENTARI-----
%% costruisco il vettore dei pesi propri
%carico per unità di lunghezza
for ia = 1:size(LCO,1);
    vFd(ia,1)=vFd(ia,1)*VPAi(ia,13);    % nodo 1
    vFd(ia,2)=vFd(ia,2)*VPAi(ia,13);    % nodo 2
end
```

Fig. 3.10

Inserimento dei pesi propri

- Step 5

Analisi Statica Lineare con valutazione degli spostamenti elementari massimi nelle tre direzioni dello spazio (*Fig. 3.11*), specificando il nodo in cui si presentano. Tale procedura viene ripetuta per ogni condizione di carico elementare.

```
%% ANALISI STATICA

[ u, Reaz, S ] = beam3d( WB,vnodi,n_tel, LCO, ntn, naste, ncv, BL, Uimp, VPA,

%spostamenti massimi

%secondo x
ux=u(1:6:size(N)*6,1);
[ux_max,nodo_ux_max]=max(abs(ux));

%secondo y
uy=u(2:6:size(N)*6,1);
[uy_max,nodo_uy_max]=max(abs(uy));

%secondo z
uz=u(3:6:size(N)*6,1);
[uz_max,nodo_uz_max]=max(abs(uz));
```

Fig. 3.11

Analisi Statica Lineare

- Step 6

Sulla base dei dati in output per le diverse condizioni elementari di carico, possiamo realizzare combinazioni agli SLE e SLU sfruttando la linearità del problema attraverso il principio di sovrapposizione degli effetti (*Fig. 3.12-3.13*).

```
%% -----COMBINAZIONI SLE-----
|
% COMBINAZIONE 1 (NEVE PREVALENTE)
if qs1~=0
    psi1=0.6;
    psi2=0.6;
    if and(p~=0,pt~=0)
        u1_SLE=u+u1+u2+psi1*u3+psi2*u4;
        Reaz1_SLE=Reaz+Reaz1+Reaz2+psi1*Reaz3+psi2*Reaz4;
        S1_SLE=S+S1+S2+psi1*S3+psi2*S4;
    else
        u1_SLE=u+u1+u2;
        Reaz1_SLE=Reaz+Reaz1+Reaz2;
        S1_SLE=S+S1+S2;
    end
elseif qs1==0
    u1_SLE=zeros(n*ngd,1);
    Reaz1_SLE=zeros(size(BL,1),1);
    S1_SLE=zeros(2*ngd,naste);
end

%SPOSTAMENTI MASSIMI
%secondo x
u1x_SLE=u1_SLE(1:6:size(N)*6,1);
[u1x_max_SLE,nodo_u1x_max_SLE]=max(abs(u1x_SLE));
%secondo y
u1y_SLE=u1_SLE(2:6:size(N)*6,1);
[u1y_max_SLE,nodo_u1y_max_SLE]=max(abs(u1y_SLE));
%secondo z
u1z_SLE=u1_SLE(3:6:size(N)*6,1);
[u1z_max_SLE,nodo_u1z_max_SLE]=max(abs(u1z_SLE));
```

Fig. 3.12

Esempio di combinazione SLE

```

%% -----COMBINAZIONI SLU-----
% COMBINAZIONE 1 (NEVE PREVALENTE)
if qs1~=0
gammaG=1.3;
gammaP=1.3;
gammaQ=1.5;
psi_neve=0.5;
psi_vento=0.6;
    if and(p~=0,pt~=0)
        u1_SLU=gammaG*u+gammaP*u1+gammaQ*u2+gammaQ*(psi_vento*
        Reaz1_SLU=gammaG*Reaz+gammaP*Reaz1+gammaQ*Reaz2+gammaQ*
        S1_SLU=gammaG*S+gammaP*S1+gammaQ*S2+gammaQ*(psi_vento*
    elseif and(p==0,pt==0)
        u1_SLU=gammaG*u+gammaP*u1+gammaQ*u2;
        Reaz1_SLU=gammaG*Reaz+gammaP*Reaz1+gammaQ*Reaz2;
        S1_SLU=gammaG*S+gammaP*S1+gammaQ*S2;
    end
elseif qs1==0
    u1_SLU=zeros(ntn*ngd,1);
    Reaz1_SLU=zeros(size(BL,1),1);
    S1_SLU=zeros(2*ngd,naste);
end
%SPOSTAMENTI MASSIMI
%secondo x
u1x_SLU=u1_SLU(1:6:size(N)*6,1);
[u1x_max_SLU,nodo_u1x_max_SLU]=max(abs(u1x_SLU));
%secondo y
u1y_SLU=u1_SLU(2:6:size(N)*6,1);
[u1y_max_SLU,nodo_u1y_max_SLU]=max(abs(u1y_SLU));
%secondo z
u1z_SLU=u1_SLU(3:6:size(N)*6,1);
[u1z_max_SLU,nodo_u1z_max_SLU]=max(abs(u1z_SLU));

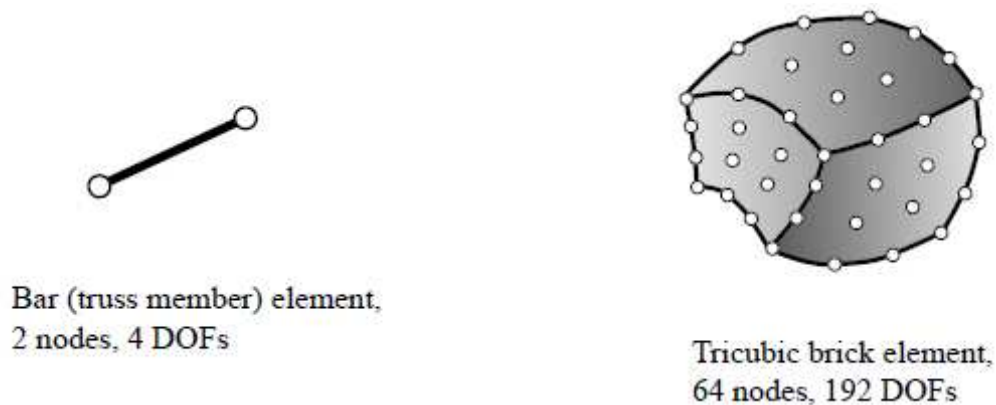
```

Fig. 3.13

Esempio di combinazione SLU

3.7 DIRECT STIFFNESS METHOD

Il Direct Stiffness Method (DSM) viene utilizzato dalla maggioranza dei codici agli elementi finiti. Una delle sue peculiarità sta nella totale indipendenza rispetto all'elemento finito utilizzato.



Illustriamo brevemente la procedura del DSM in riferimento ad una struttura reticolare piana costituita da 3 aste tipo Truss: avremo perciò due gradi di libertà per nodo rappresentati dalle traslazioni x e y . La *Figura 3.14* riporta la reticolare con i carichi applicati ai nodi.

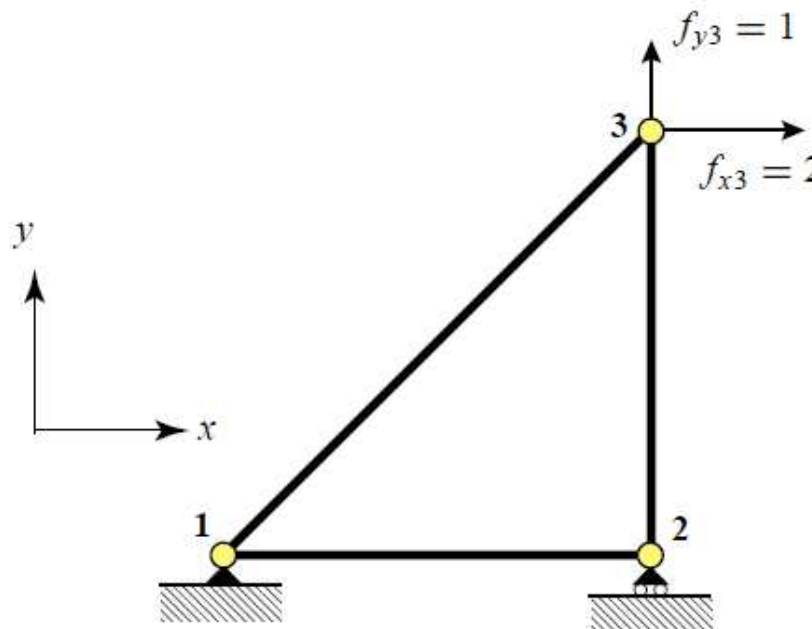


Fig. 3.14
Reticolare con carichi applicati ai nodi

Definiamo le caratteristiche geometriche e meccaniche di ogni asta (*Fig. 3.15*).

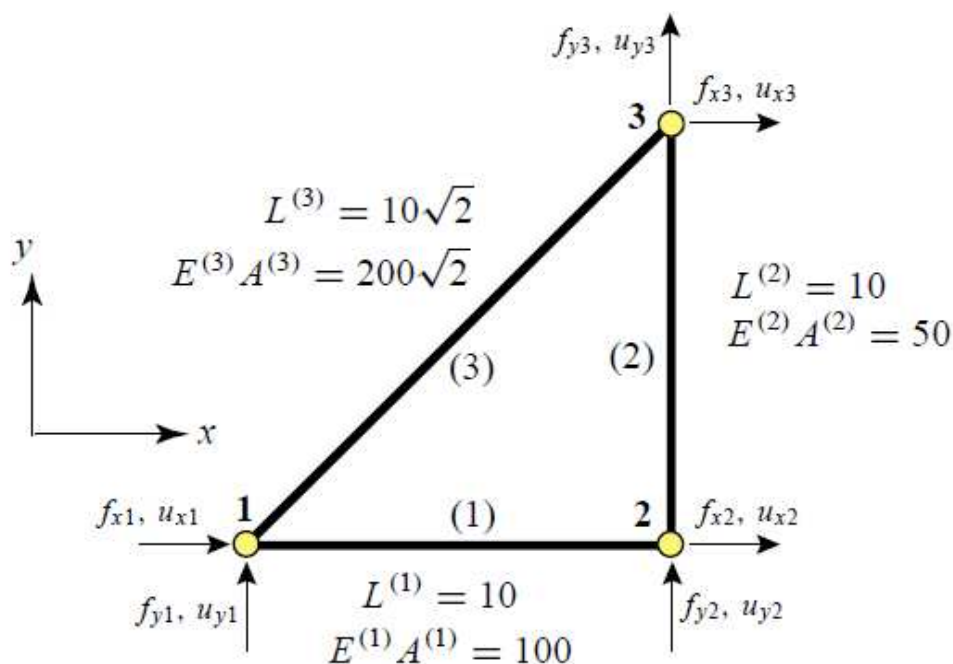


Fig. 3.15

Caratteristiche geometriche e meccaniche di ogni asta

Sconnessione strutturale e localizzazione

La prima fase del DSM prevede la sconnessione della struttura, ovvero scomporre la reticolare nelle singole aste, trattando ciascuna nel proprio sistema di riferimento locale.

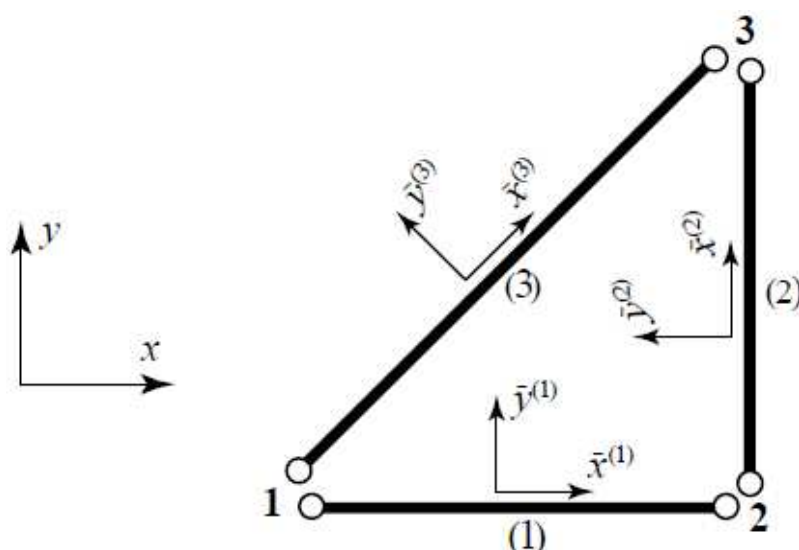


Fig. 3.16 Disconnessione e localizzazione

Formulazione della matrice di rigidezza per ogni asta

A questo punto possiamo trattare separatamente ogni biella, mettendo in evidenza spostamenti e forze nodali relativi, che porteranno alla costruzione della matrice di rigidezza (assiale) elementare (Fig. 3.17).

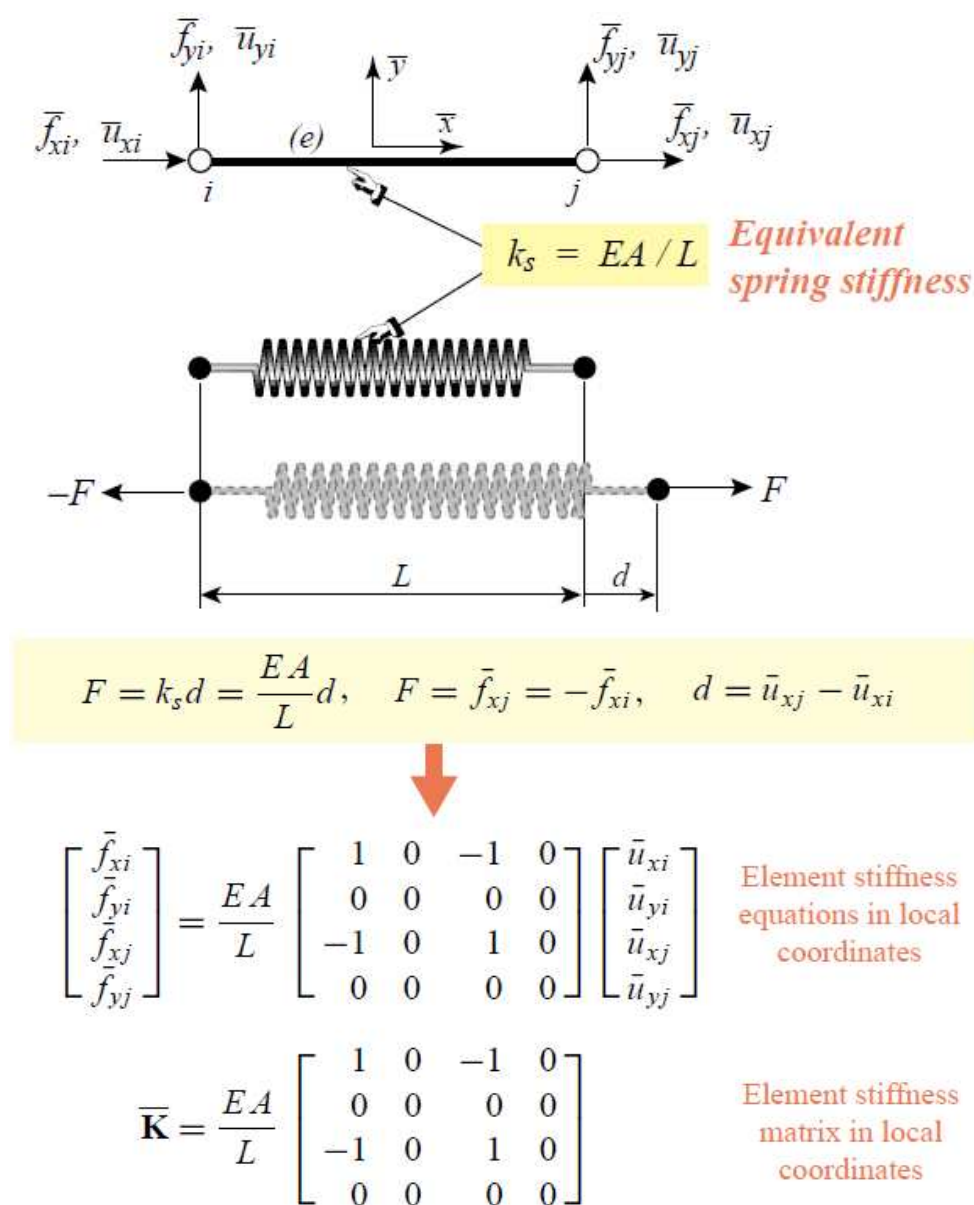
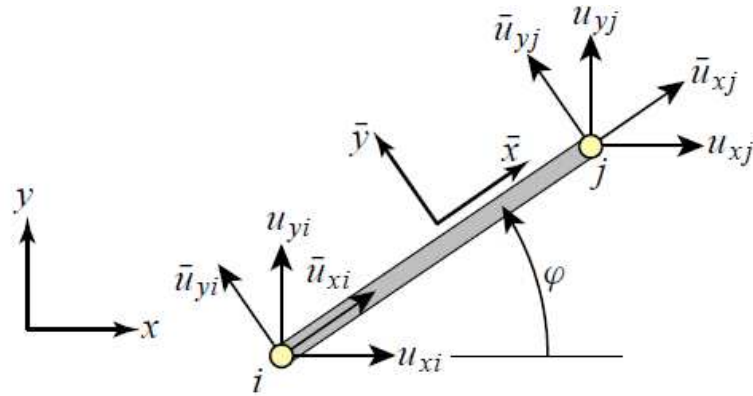


Fig. 3.17

Costruzione della matrice di rigidezza locale

Trasposizione degli spostamenti e forze nodali al sistema globale

Eseguiamo la trasformazione di coordinate dal sistema di riferimento locale dell'asta al sistema di riferimento globale della struttura, attraverso la matrice di rotazione T (Fig. 3.18-3.19-3.20-3.21).



Node displacements transform as

$$\begin{aligned}\bar{u}_{xi} &= u_{xi}c + u_{yi}s, & \bar{u}_{yi} &= -u_{xi}s + u_{yi}c \\ \bar{u}_{xj} &= u_{xj}c + u_{yj}s, & \bar{u}_{yj} &= -u_{xj}s + u_{yj}c\end{aligned}$$

in which $c = \cos \varphi$ $s = \sin \varphi$

In matrix form

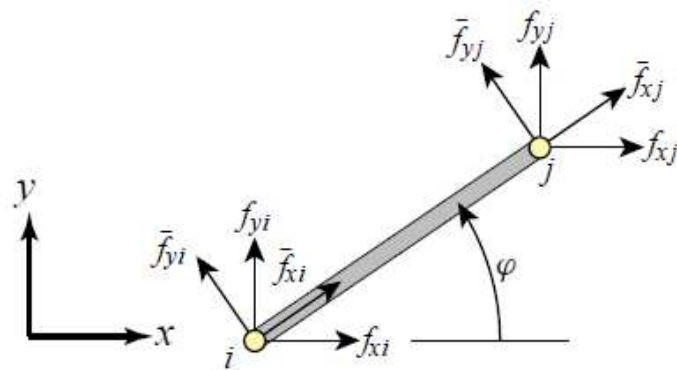
$$\begin{bmatrix} \bar{u}_{xi} \\ \bar{u}_{yi} \\ \bar{u}_{xj} \\ \bar{u}_{yj} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} c & s & 0 & 0 \\ -s & c & 0 & 0 \\ 0 & 0 & c & s \\ 0 & 0 & -s & c \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_{xi} \\ u_{yi} \\ u_{xj} \\ u_{yj} \end{bmatrix}$$

or

$$\bar{\mathbf{u}}^{(e)} = \mathbf{T}^{(e)} \mathbf{u}^{(e)}$$

Fig. 3.18

Trasformazione degli spostamenti



Node forces transform as

$$\begin{bmatrix} f_{xi} \\ f_{yi} \\ f_{xj} \\ f_{yj} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} c & -s & 0 & 0 \\ s & c & 0 & 0 \\ 0 & 0 & c & -s \\ 0 & 0 & s & c \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \bar{f}_{xi} \\ \bar{f}_{yi} \\ \bar{f}_{xj} \\ \bar{f}_{yj} \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{f}^{(e)} = (\mathbf{T}^{(e)})^T \bar{\mathbf{f}}^{(e)}$$

Fig. 3.19

Trasformazione delle forze nodali

$$\bar{\mathbf{K}}^{(e)} \bar{\mathbf{u}}^{(e)} = \bar{\mathbf{f}}^{(e)}$$

$$\bar{\mathbf{u}}^{(e)} = \mathbf{T}^{(e)} \mathbf{u}^{(e)} \quad \mathbf{f}^{(e)} = (\mathbf{T}^{(e)})^T \bar{\mathbf{f}}^{(e)}$$

$$\mathbf{K}^{(e)} = (\mathbf{T}^{(e)})^T \bar{\mathbf{K}}^{(e)} \mathbf{T}^{(e)}$$

$$\mathbf{K}^{(e)} = \frac{E^{(e)} A^{(e)}}{L^{(e)}} \begin{bmatrix} c^2 & sc & -c^2 & -sc \\ sc & s^2 & -sc & -s^2 \\ -c^2 & -sc & c^2 & sc \\ -sc & -s^2 & sc & s^2 \end{bmatrix}$$

Fig. 3.20

Trasformazione della matrice di rigidezza elementare

$$\begin{aligned}
 \begin{bmatrix} f_{x1}^{(1)} \\ f_{y1}^{(1)} \\ f_{x2}^{(1)} \\ f_{y2}^{(1)} \end{bmatrix} &= 10 \begin{bmatrix} 1 & 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_{x1}^{(1)} \\ u_{y1}^{(1)} \\ u_{x2}^{(1)} \\ u_{y2}^{(1)} \end{bmatrix} \\
 \begin{bmatrix} f_{x2}^{(2)} \\ f_{y2}^{(2)} \\ f_{x3}^{(2)} \\ f_{y3}^{(2)} \end{bmatrix} &= 5 \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & -1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_{x2}^{(2)} \\ u_{y2}^{(2)} \\ u_{x3}^{(2)} \\ u_{y3}^{(2)} \end{bmatrix} \\
 \begin{bmatrix} f_{x1}^{(3)} \\ f_{y1}^{(3)} \\ f_{x3}^{(3)} \\ f_{y3}^{(3)} \end{bmatrix} &= 20 \begin{bmatrix} 0.5 & 0.5 & -0.5 & -0.5 \\ 0.5 & 0.5 & -0.5 & -0.5 \\ -0.5 & -0.5 & 0.5 & 0.5 \\ -0.5 & -0.5 & 0.5 & 0.5 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_{x1}^{(3)} \\ u_{y1}^{(3)} \\ u_{x3}^{(3)} \\ u_{y3}^{(3)} \end{bmatrix}
 \end{aligned}$$

Fig. 3.21

Formulazione di ogni elemento Truss nel sistema di riferimento globale

Assemblaggio

Le regole per la procedura di assemblaggio sono sostanzialmente due.

- 1- *Compatibilità*: gli spostamenti che si verificano in nodi comuni alle aste devono essere gli stessi (Fig. 3.22).
- 2- *Equilibrio*: la somma delle forze esercitate da parte di elementi concorrenti in un giunto, deve equilibrare la forza esterna applicata in quel giunto (Fig. 3.23).

Per applicare tali regole è conveniente espandere matrici e vettori di interesse come mostrato di seguito.

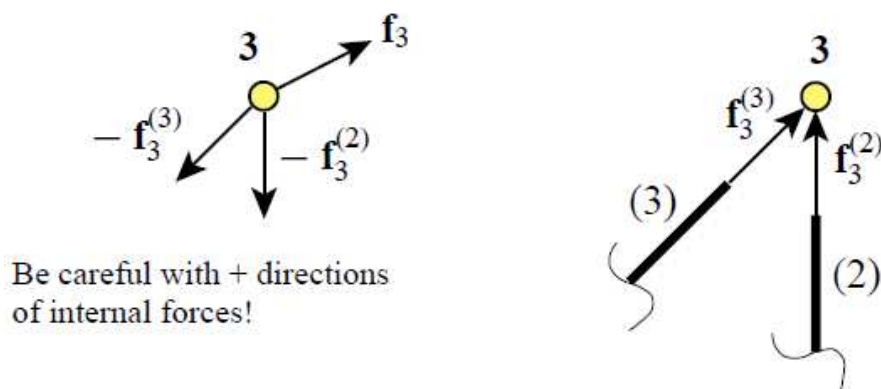
$$\begin{aligned}
 \begin{bmatrix} f_{x1}^{(1)} \\ f_{y1}^{(1)} \\ f_{x2}^{(1)} \\ f_{y2}^{(1)} \\ f_{x3}^{(1)} \\ f_{y3}^{(1)} \end{bmatrix} &= \begin{bmatrix} 10 & 0 & -10 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -10 & 0 & 10 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_{x1} \\ u_{y1} \\ u_{x2} \\ u_{y2} \\ u_{x3} \\ u_{y3} \end{bmatrix} \\
 \begin{bmatrix} f_{x1}^{(2)} \\ f_{y1}^{(2)} \\ f_{x2}^{(2)} \\ f_{y2}^{(2)} \\ f_{x3}^{(2)} \\ f_{y3}^{(2)} \end{bmatrix} &= \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 5 & 0 & -5 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -5 & 0 & 5 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_{x1} \\ u_{y1} \\ u_{x2} \\ u_{y2} \\ u_{x3} \\ u_{y3} \end{bmatrix} \\
 \begin{bmatrix} f_{x1}^{(3)} \\ f_{y1}^{(3)} \\ f_{x2}^{(3)} \\ f_{y2}^{(3)} \\ f_{x3}^{(3)} \\ f_{y3}^{(3)} \end{bmatrix} &= \begin{bmatrix} 10 & 10 & 0 & 0 & -10 & -10 \\ 10 & 10 & 0 & 0 & -10 & -10 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -10 & -10 & 0 & 0 & 10 & 10 \\ -10 & -10 & 0 & 0 & 10 & 10 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_{x1} \\ u_{y1} \\ u_{x2} \\ u_{y2} \\ u_{x3} \\ u_{y3} \end{bmatrix}
 \end{aligned}$$

To apply compatibility, *drop the member index* from the nodal displacements

$\mathbf{f}^{(1)} = \mathbf{K}^{(1)} \mathbf{u}$
 $\mathbf{f}^{(2)} = \mathbf{K}^{(2)} \mathbf{u}$
 $\mathbf{f}^{(3)} = \mathbf{K}^{(3)} \mathbf{u}$

Fig. 3.22

Imposizione della Compatibilità ai nodi



Applying this to all joints:

$$\mathbf{f} = \mathbf{f}^{(1)} + \mathbf{f}^{(2)} + \mathbf{f}^{(3)}$$

Fig. 3.23

Imposizione dell'Equilibrio ai nodi

Arriviamo così ad ottenere l'espressione matriciale del problema nel sistema di riferimento globale (Fig. 3.24).

$$\mathbf{f} = \mathbf{f}^{(1)} + \mathbf{f}^{(2)} + \mathbf{f}^{(3)} = (\mathbf{K}^{(1)} + \mathbf{K}^{(2)} + \mathbf{K}^{(3)}) \mathbf{u} = \mathbf{K} \mathbf{u}$$

$$\begin{bmatrix} f_{x1} \\ f_{y1} \\ f_{x2} \\ f_{y2} \\ f_{x3} \\ f_{y3} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 20 & 10 & -10 & 0 & -10 & -10 \\ 10 & 10 & 0 & 0 & -10 & -10 \\ -10 & 0 & 10 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 5 & 0 & -5 \\ -10 & -10 & 0 & 0 & 10 & 10 \\ -10 & -10 & 0 & -5 & 10 & 15 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_{x1} \\ u_{y1} \\ u_{x2} \\ u_{y2} \\ u_{x3} \\ u_{y3} \end{bmatrix}$$

Fig. 3.24

Espressione della matrice di rigidezza globale della struttura

Condizioni al contorno

Prima di procedere con la risoluzione, affinché la matrice di rigidezza \mathbf{K} sia invertibile, è necessario imporre le condizioni al contorno (Fig. 3.25) sugli spostamenti e sulle forze (condizioni di vincolo). Questo produrrà un sistema di equazioni algebriche risolubile.

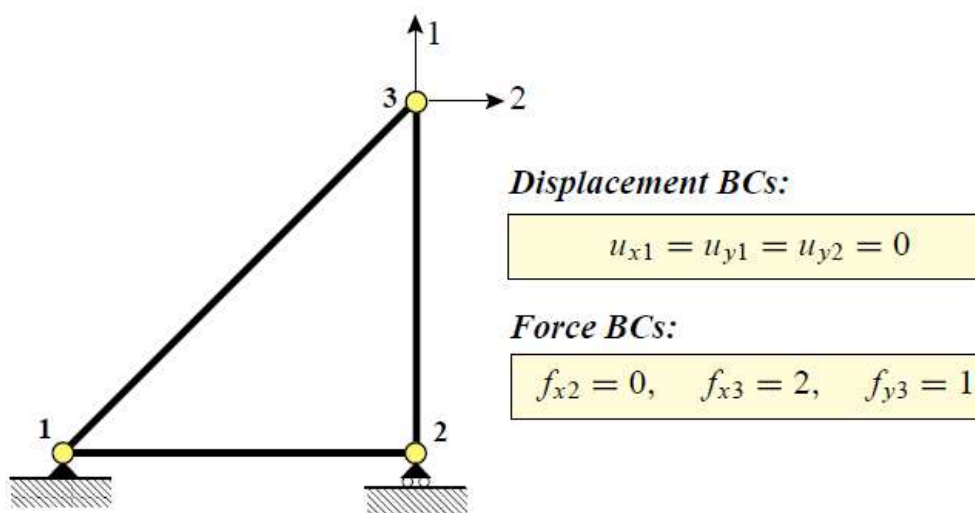


Fig. 3.25

Imposizione delle condizioni al contorno

Risoluzione

La procedura di risoluzione del sistema di equazioni (Fig. 3.26) ci consente di ricavare le incognite del problema, ovvero gli spostamenti nodali.

Recall $u_{x1} = u_{y1} = u_{y2} = 0$ (freedoms 1, 2, 4)
 $f_{x2} = 0, \quad f_{x3} = 2, \quad f_{y3} = 1$

$$\begin{bmatrix} 20 & 10 & -10 & 0 & -10 & -10 \\ 10 & 10 & 0 & 0 & -10 & -10 \\ -10 & 0 & 10 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 5 & 0 & -5 \\ -10 & -10 & 0 & 0 & 10 & 10 \\ -10 & -10 & 0 & -5 & 10 & 15 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ u_{x2} \\ 0 \\ u_{x3} \\ u_{y3} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f_{x1} \\ f_{y1} \\ 0 \\ f_{y2} \\ 2 \\ 1 \end{bmatrix}$$

zero out rows and columns 1, 2 and 4
 store 1's on diagonal

Fig. 3.26

Inserimento delle condizioni al contorno

Computazionalmente, il codice di calcolo pone 0 per elementi fuori diagonale e 1 sulla diagonale, ove abbiamo l'imposizione delle condizioni di vincolo sugli spostamenti (Fig. 3.27).

$$\begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 10 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 10 & 10 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 10 & 15 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_{x1} \\ u_{y1} \\ u_{x2} \\ u_{y2} \\ u_{x3} \\ u_{y3} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 2 \\ 1 \end{bmatrix}$$

Modified master
stiffness equations

$$\hat{\mathbf{K}} \hat{\mathbf{u}} = \hat{\mathbf{f}}$$

same \mathbf{u} as in
 original equations

Fig. 3.27

Matrice di rigidezza modificata

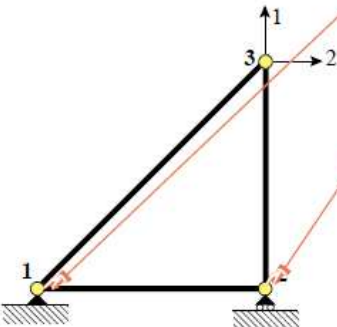
Valutati gli spostamenti e sostituiti nel sistema di equazioni principale, siamo in grado di ottenere le forze nodali incognite (*Fig. 3.28*).

$$\begin{bmatrix} u_{x2} \\ u_{x3} \\ u_{y3} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.4 \\ -0.2 \end{bmatrix}$$

↓ Expand with known displacement BCs

$\mathbf{u} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0.4 \\ -0.2 \end{bmatrix}$

$$\mathbf{f} = \mathbf{Ku} = \begin{bmatrix} 20 & 10 & -10 & 0 & -10 & -10 \\ 10 & 10 & 0 & 0 & -10 & -10 \\ -10 & 0 & 10 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 5 & 0 & -5 \\ -10 & -10 & 0 & 0 & 10 & 10 \\ -10 & -10 & 0 & -5 & 10 & 15 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0.4 \\ -0.2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -2 \\ -2 \\ 0 \\ 1 \\ 2 \\ 1 \end{bmatrix}$$



Reaction Forces

Fig. 3.28
Spostamenti e forze nodali incogniti

3.8 IMPLEMENTAZIONE DI “Beam3D”

Sulla base del Direct Stiffness Method illustrato in precedenza, è stata implementata la function “Beam3D”, dedicata alla risoluzione del sistema di equazioni algebriche rappresentanti il problema statico.

La sua implementazione si suddivide in due fasi: una prima fase di calcolo delle incognite, ovvero gli spostamenti nodali nel sistema di riferimento globale; una seconda fase che calcola reazioni e sforzi nel sistema di riferimento locale dell’asta.

Il passaggio dal sistema di riferimento locale al sistema di riferimento globale e viceversa, avviene grazie alla Matrice di Rotazione “*Tmat*” (Fig. 3.29). Essa fa riferimento alle coordinate del nodo ausiliario (contenute in *P*) relativo all’asta in esame, permettendo così la definizione dell’asse di maggior inerzia *y* della sezione.

%% MATRICE DI ROTAZIONE

```
Tar = Tmat( xa, ya, za, P, ia );
Ta(1:3 ,1:3) = Tar;
Ta(4:6 ,4:6) = Tar;
Ta(7:9 ,7:9) = Tar;
Ta(10:12,10:12) = Tar;
```

Fig. 3.29

Matrice di Rotazione nello spazio (12x12)

A questo punto è necessario capire se la modellazione della capriata in input dallo “*Start_Frame*” è di tipo “Truss” o “Beam” (Fig. 3.30). Realizzando un ciclo sui telai, associamo ad ogni grado di libertà di ogni nodo dell’asta in esame, il cosiddetto “*Fixity Factor*” o fattore di continuità materiale. Ponendo il valore pari 0 indicheremo che non vi è una continuità materiale per quel preciso grado di libertà, viceversa, attribuendo 1 avremo continuità materiale.

Ad esempio per i nodi di un’asta “Truss”, assumeremo continuità materiale solamente per il grado di libertà assiale perciò avremo:

$$\text{Fixity Factors per asta "Truss"} \\ \mathbf{vpru} = [1 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0]^T$$

Allo stesso modo per i nodi di un’asta “Beam”, assumeremo completa continuità materiale:

$$\text{Fixity Factors per asta "Beam"} \\ \mathbf{vpni} = [1 \ 1 \ 1 \ 1 \ 1 \ 1 \ 1 \ 1 \ 1 \ 1 \ 1]^T$$

```
for t=1:1:n_tel

    aa= strcmp(LCO_name(ia,1), (strcat('Mont_ret',num2str(t))));
    bb= strcmp(LCO_name(ia,1), (strcat('Diag_ret',num2str(t))));
    cc= strcmp(LCO_name(ia,1), (strcat('Arc_Shed_F',num2str(t))));
    dd= strcmp(LCO_name(ia,1), (strcat('Arc_Shed_R',num2str(t))));

% FIXITY FACTORS
if and(VPN(ia,1)==0,aa==1)
    vpni(:,ia)=10^(-8)*ones(ngda,1);    % TRUSS
    vpni(1,ia)=1;
    vpni(1+ngd,ia)=1;
elseif and(VPN(ia,1)==0,bb==1)

    vpni(:,ia)=10^(-8)*ones(ngda,1);    % TRUSS
    vpni(1,ia)=1;
    vpni(1+ngd,ia)=1;

elseif and(VPN(ia,1)==0,cc==1)
    % TRUSS solo nel nodo di incontro con la capriata
    vpni(:,ia)=10^(-8)*ones(ngda,1);
    vpni(1:(ngd+1),ia)=1;

elseif and(VPN(ia,1)==0,dd==1)
    % TRUSS solo nel nodo di incontro con la capriata
    vpni(:,ia)=10^(-8)*ones(ngda,1);
    vpni(1,ia)=1;
    vpni(1+ngd:2*ngd,ia)=1;

else
end
end
```

Fig. 3.30
Fixity Factors

Si procede col costruzione della Matrice di Rigidezza “*KA*” e del Vettore dei Carichi Nodali “*ra*”, nel sistema di riferimento locale (Fig. 3.31).

$$[k]_x = \begin{bmatrix} \frac{EA}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{EA}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EJ_z}{l^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EJ_z}{l^2} & 0 & -\frac{12EJ_z}{l^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EJ_z}{l^2} \\ 0 & 0 & \frac{12EJ_y}{l^3} & 0 & -\frac{6EJ_y}{l^2} & 0 & 0 & 0 & -\frac{12EJ_y}{l^3} & 0 & -\frac{6EJ_y}{l^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{GJ_x}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{GJ_x}{l} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{6EJ_y}{l^2} & 0 & \frac{4EJ_y}{l} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EJ_y}{l^2} & 0 & \frac{2EJ_y}{l} & 0 \\ 0 & \frac{6EJ_z}{l^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4EJ_z}{l} & 0 & -\frac{6EJ_z}{l^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2EJ_z}{l} \\ -\frac{EA}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{EA}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EJ_z}{l^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EJ_z}{l^2} & 0 & \frac{12EJ_z}{l^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EJ_z}{l^2} \\ 0 & 0 & -\frac{12EJ_y}{l^3} & 0 & \frac{6EJ_y}{l^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{12EJ_y}{l^3} & 0 & \frac{6EJ_y}{l^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{GJ_x}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GJ_x}{l} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{6EJ_y}{l^2} & 0 & \frac{2EJ_y}{l} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EJ_y}{l^2} & 0 & \frac{4EJ_y}{l} & 0 \\ 0 & \frac{6EJ_z}{l^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2EJ_z}{l} & 0 & -\frac{6EJ_z}{l^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4EJ_z}{l} \end{bmatrix}$$

$$ra = \begin{bmatrix} q_{1x} \\ q_{1y} \\ q_{1z} \\ m_{1x} \\ m_{1y} \\ m_{1z} \\ q_{2x} \\ q_{2y} \\ q_{2z} \\ m_{2x} \\ m_{2y} \\ m_{2z} \end{bmatrix}$$

Fig. 3.31

Matrice KA di ogni asta “Beam”.

Chiaramente, se l’asta e “Truss” avremo i soli valori assiali.

Vettore dei carichi nodali “ra” nel sistema di riferimento locale dell’asta

Dopo aver riportato il problema nel riferimento globale attraverso “Tmat” possiamo passare all’ Assemblaggio, ottenendo così “K” ed “R” del sistema globale (*Fig. 3.32*).

```
%Matrice di rigidezza K nel sistema di rif. locale
KA = Kmat( vpai, vpni(:,ia), xa, ya, za, ICO);

% Vettore dei carichi nodali equivalenti (s.d.r. locale)
ra=vet_carichi(L, Fd, vFd,ia, propS);

%Matrice di rigidezza KA dell'asta nel s.d.rif. globale
KA=Ta'*KA*Ta;

%Vettore dei carichi nodali equivalenti nel s.d.r. globale

RA_aste(:,ia)=ra;
RA = Ta'*ra;

% Assemblaggio
[ K, R ] = assembly( 1, ia, nna, nna, ngd, ngd, LCO, LCO, KA, K, RA, R );
end;

R = R + F;    % Aggiornamento se presenti eventuali forze nodali
```

Fig. 3.32

Procedimento per ottenere K ed R

Prima di effettuare l’analisi statica, è necessario imporre le condizioni di vincolo, garantendo così la invertibilità della matrice “K”. Otterremo spostamenti incogniti e reazioni vincolari (*Fig. 3.33*).

```
% Vincolamento
%
disp('Imposizione delle condizioni di vincolo');
[ K, R, Rea, Fea ] = vinc( nvar, ncv, ngd, BL, Uimp, K, R );

% Analisi statica
u = K \ R ;

% Determinazione delle reazioni vincolari
Reaz = Rea*u - Fea;
```

Fig. 3.33

Analisi Statica Lineare

A questo punto possiamo ricavare, per ogni asta il vettore degli sforzi nel sistema di riferimento locale (*Fig. 3.34*).

```
% Costruzione della matrice di rigidezza locale
Ka = Kmat( vpai, vpni(:,ia), xa, ya, za, ICO );

% Forze nodali nel s.d.r. locale
S(:,ia) = Ka*ua - RA_aste(:,ia);
```

Fig. 3.34

Calcolo della Matrice degli Sforzi “S”

3.9 POST-PROCESSING E VERIFICHE

Ottenuti i valori di spostamento e di sforzo in ogni nodo del modello, siamo pronti per passa alla fase riguardante le verifiche.

Analizziamo ora la function “*Verifiche*”.

Fondamentalmente in input abbiamo bisogno dei dati “geometrici” del modello discreto (N, LCO), e della matrice degli sforzi S .

Per ragioni di discretizzazione, alcuni elementi strutturali (vedi pilastri e pilastrini laterali), sono stati suddivisi in più elementi finiti. Tuttavia nella realtà rappresentano un corpo unico. Si procederà con un opera di “condensazione” strutturale creando le cosiddette “*Super-Aste*”: ciò viene illustrato attraverso la matrice $SLCO$. E’ bene notare come nelle ultime colonne siano già implementati β_y e β_z , valori che saranno utili nella valutazione della lunghezza libera di inflessione dell’asta per le verifiche di instabilità.

Matrice SLCO delle Super-Aste

$$SLCO = \begin{bmatrix} n^{\circ}_{aste} & Super-Asta & Asta\ 1 & Asta\ 2 & \dots & Asta_i & \beta_y & \beta_z & f_{yk} & f_{tk} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \end{bmatrix}$$

Come già detto, in output dal “*Solutore*”, disponiamo delle grandezze di spostamenti e sforzi nodali, relativi ad ogni asta. Tuttavia per svolgere le verifiche di resistenza e stabilità, avremo bisogno di più sezioni di interesse (oltre quelle estreme). Perciò effettueremo un’interpolazione sulle grandezze nodali d’asta, per ricavare gli sforzi in sezioni intermedie.

Si procede così all’implementazione di una matrice tridimensionale delle sollecitazioni “*Soll*” come riportato in seguito (Fig. 3.35-3.36-3.37).

```

%% Costruisco le sollecitazioni sulle super-aste
% ciclo sulle aste della SLCO
for i=1:1:size(SLCO,1)
    % CALCOLO LA LUNGHEZZA TOTALE DELLA SUPER-ASTA
    for j=1:1:SLCO(i,1)
        x1=N(LCO(SLCO(i,j+1),1),3);
        x2=N(LCO(SLCO(i,j+1),2),3);
        y1=N(LCO(SLCO(i,j+1),1),4);
        y2=N(LCO(SLCO(i,j+1),2),4);
        z1=N(LCO(SLCO(i,j+1),1),5);
        z2=N(LCO(SLCO(i,j+1),2),5);
        % lunghezza j-esima asta appartenente SLCO
        Lj_asta(i,j+1)=sqrt((x1-x2)^2+(y1-y2)^2+(z1-z2)^2);
        %distanza progressiva nodi aste
        Lprog(i,j+1)=Lprog(1,j) + Lj_asta(i,j+1);
    end
end

```

Fig. 3.35

Ridefinisco la lunghezza dell'elemento Super-Asta

```

for j=1:1:SLCO(i,1);
    if and(passo(i,1)*(k-1)>= Lprog(i,j),passo(i,1)*(k-1)<= Lprog(i,j+1)) ;
        % check sull'ordinamento dei nodi
        if LCO(SLCO(i,j+1),1)< LCO(SLCO(i,j+1),2);
            % SFORZO NORMALE
            Soll(k,2,i)=S(SLCO(i,j+1),2)-(passo(i,1)*(k-1)-Lprog(i,j))*q(SLCO(i,j+1),2);
            % TAGLIO Y
            Soll(k,3,i)=S(SLCO(i,j+1),3)-(passo(i,1)*(k-1)-Lprog(i,j))*q(SLCO(i,j+1),3);
            % TAGLIO Z
            Soll(k,4,i)=S(SLCO(i,j+1),4)-(passo(i,1)*(k-1)-Lprog(i,j))*q(SLCO(i,j+1),4);
            % MOMENTO X
            Soll(k,5,i)=S(SLCO(i,j+1),5)+(passo(i,1)*(k-1)-Lprog(i,j))*q(SLCO(i,j+1),5);
            % MOMENTO Y
            Soll(k,6,i)=S(SLCO(i,j+1),6)+((passo(i,1)*(k-1)-Lprog(i,j))^2)*q(SLCO(i,j+1),6);
            % MOMENTO Z
            Soll(k,7,i)=S(SLCO(i,j+1),7)+((passo(i,1)*(k-1)-Lprog(i,j))^2)*q(SLCO(i,j+1),7);
        else
            % SFORZO NORMALE
            Soll(k,2,i)=S(SLCO(i,j+1),8)-(passo(i,1)*(k-1)-Lprog(1,j+1))*q(SLCO(i,j+1),8);
            % TAGLIO Y
            Soll(k,3,i)=S(SLCO(i,j+1),9)-(passo(i,1)*(k-1)-Lprog(1,j+1))*q(SLCO(i,j+1),9);
            % TAGLIO Z
            Soll(k,4,i)=S(SLCO(i,j+1),10)-(passo(i,1)*(k-1)-Lprog(1,j+1))*q(SLCO(i,j+1),10);
            % MOMENTO X
            Soll(k,5,i)=S(SLCO(i,j+1),11)+(passo(i,1)*(k-1)-Lprog(1,j+1))*q(SLCO(i,j+1),11);
            % MOMENTO Y
            Soll(k,6,i)=S(SLCO(i,j+1),12)-((passo(i,1)*(k-1)-Lprog(1,j+1))^2)*q(SLCO(i,j+1),12);
            % MOMENTO Z
            Soll(k,7,i)=S(SLCO(i,j+1),13)+((passo(i,1)*(k-1)-Lprog(1,j+1))^2)*q(SLCO(i,j+1),13);
        end
    end
end

```

Fig. 3.36

Interpolazione delle sollecitazioni in sezioni intermedie dell'asta

Matrice delle Sollecitazioni nelle Super-Aste

$$Soll(:, :, Asta) = \begin{bmatrix} sezione_x & N & T_y & T_z & M_x & M_y & M_z \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \end{bmatrix}$$

Soll(:, :, 2) =

1.0e+007 *

0	0.0071	-0.0000	0.0010	0.0002	-1.8685	-0.0307
0.0001	0.0071	-0.0000	0.0010	0.0002	-0.7473	-0.0117
0.0002	0.0071	-0.0000	0.0010	0.0002	0.3739	0.0073
0.0003	0.0071	-0.0000	0.0010	0.0002	1.4952	0.0263
0.0004	0.0071	-0.0000	0.0010	0.0002	2.6164	0.0453
0.0006	0.0071	-0.0000	0.0010	0.0002	3.7377	0.0643

Fig. 3.37
Esempio di
sollecitazioni ottenute
per la Super-Asta 2

Ultimo passo verso le verifiche, tratta la determinazione della **"Classe del profilo"**, come previsto dalle N.T.C. 2008.

Questa valutazione estremamente importante viene effettuata dalla function **"ClasSection"** richiamata all'interno di **"Verifiche"**.

$$[TabClas] = ClasSection(LCO,SLCO,Soll)$$

A seconda del profilo, se a I, H, oppure Tubolare, procederemo secondo quanto esposto da normativa. In particolare, per quanto riguarda la determinazione della classe di sezioni a I e H, questa sarà la massima tra quella delle ali e dell'anima (Fig. 3.38-Fig. 3.39).

Tabella 4.2.I - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Parti interne compresse						
Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione		Parte soggetta a flessione e a compressione		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$		quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$		
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$		quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$		quando $\psi > -1: c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1: c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$		
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

^{*)} $\psi \leq -1$ si applica se la tensione di compressione $\sigma \leq f_{yk}$ o la deformazione a trazione $\epsilon_y > f_{yk}/E$

Fig. 3.38

N.T.C.2008 Classificazione per le parti interne compresse di profili I e H

Tabella 4.2.II- Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse



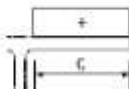
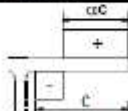
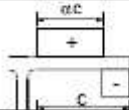
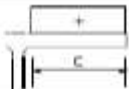
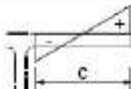
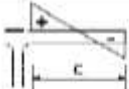
Piattabande esterne						
						
Profilati laminati a caldo			Sezioni saldate			
Classe	Piattabande esterne soggette a compressione		Piattabande esterne soggette a flessione e a compressione			
			Con estremità in compressione		Con estremità in trazione	
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
2	$c/t \leq 10\epsilon$		$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$		$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ Per k_σ vedere EN 1993-1-5			
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Tabella 4.2.III - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

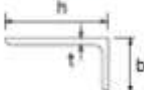
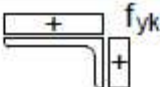

Angolari						
						
Riferirsi anche alle piattabande esterne (v. Tab 4.2.II) Non si applica agli angoli in contatto continuo con altri componenti						
Classe	Sezione in compressione					
Distribuzione delle tensioni sulla sezione (compressione positiva)						
3	$h/t \leq 15\epsilon$ $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$					
Sezioni Tubolari						
						
Classe	Sezione inflessa e/o compressa					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$ (Per $d/t > 90\epsilon^2$ vedere EN 1993-1-6)					
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Fig. 3.39

N.T.C.2008 Classificazione per le parti esterne compresse di profili I e H. Angolari e Tubolari.

Grazie alla classe del profilo siamo in grado di valutare le “Azioni Resistenti”. Per ogni singola asta riporteremo le sollecitazioni resistenti necessarie ad eseguire la specifica verifica, nella matrice “*Resistenze*”.

Matrice delle sollecitazioni resistenti

$$\text{Resistenze} = \begin{bmatrix} \text{asta} & N_{\text{compr}} & N_{\text{traz}} & M_{Ry} & M_{Rz} & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \end{bmatrix}$$

Attraverso un “ciclo for” sulle aste, vengono svolte le verifiche di resistenza e stabilità, a seconda che il profilo abbia sezione a I o H, oppure sia Tubolare (Fig. 3.40-3.41).

```

RESISTENZE IeH
[Res,Aeff_anima,Aeff_alì,Af_net,Weff_y,Weff_z]=sollRES(j,Classe,Tab_Clas,A,b,tf,tw,hw,r,

Resistenze(j,1)=j;                                % i-esima super asta
Resistenze(j,2:1:size(Res,2)+1)=Res;

---- Eseguo le verifiche
[FScomp]=compr(num_ver,Res,Soll(:,j)); % verifica a compressione
[FSstraz,FSstraz_ger_res]=traz(num_ver,Res,Soll(:,j)); % verifica a trazione
[FSfles_y,FSfles_z]=fless(num_ver,Res,Soll(:,j)); % verifica a flessione retta nelle d
[FS_T_y,FS_T_z]=taglioIeH(num_ver,Res,Soll(:,j)); % verifica a taglio nelle due direzi
[FS_T_Fless_y,Mc_Rd_y]=taglio_fless_IeH(Classe,num_ver,Res,Soll(:,j),A,hw,tw,b,tf,r,fy
[FSprefle_y,FSprefle_z,M_N_y_Rd,M_N_z_Rd]=pressofless(Classe,A,b,tf,num_ver,Res,Soll(:,j)

% stabilità
[FS_Inst_compr_z,FS_Inst_fles_z,Nb_Rd,Mb_Rd]=stab(num_ver,Classe,Res,Soll(:,j),Ltot(j,

Resistenze(j,9)=Mc_Rd_y;
Resistenze(j,10)=M_N_y_Rd;
Resistenze(j,11)=M_N_z_Rd;
Resistenze(j,12)=Nb_Rd;
Resistenze(j,13)=Mb_Rd;

```

Fig. 3.40

Ciclo di Verifica per profili I e H

RESISTENZE TUBI

```

[Res,Af_net,Weff_y,Weff_z]=sollRES_tubi(j,Classe,Tab_Clas,A,s,d,Wpl_y,Wel_y,Wpl_z,Wel_
% salvo le resistenze per tutte le super aste
Resistenze(j,1)=j; % i-esima super asta
Resistenze(j,2:1:size(Res,2)+1)=Res;

----- Eseguo le verifiche
[FScomp]=compr(num_ver,Res,Soll(:,j)); % verifica a compressione
[FStraz,FStraz_ger_res]=traz(num_ver,Res,Soll(:,j)); % verifica a trazione
[FSfles_y,FSfles_z]=fless(num_ver,Res,Soll(:,j)); % verifica a flessione retta nelle
[FS_T_y,FS_T_z]=taglioIeH(num_ver,Res,Soll(:,j)); % verifica a taglio nelle due dire
[FS_T_Fless_y,Mc_Rd_y]=taglio_fless_tubi(Classe,num_ver,Res,Soll(:,j),A,d,s,fyk,ftk,
[FSprefle_y,FSprefle_z,M_N_y_Rd,M_N_z_Rd]=pressofless_tubi(Classe,A,s,d,num_ver,Res,So

% stabilità
[FS_Inst_compr_z,FS_inst_fles_z]=stab_tubi(num_ver,Classe,Res,Soll(:,j),Ltot(j,1),be

Resistenze(j,9)=Mc_Rd_y;
Resistenze(j,10)=M_N_y_Rd;
Resistenze(j,11)=M_N_z_Rd;
Resistenze(j,12)=Nb_Rd;
Resistenze(j,13)=Mb_Rd;

```

Fig. 3.41

Ciclo di Verifica per profili Tubolari

Tutti i fattori di sicurezza in output dalle verifiche vengono riuniti in una omonima matrice in modo da avere una più chiara visualizzazione dei dati.

Matrice dei fattori di sicurezza

$$FattSicurez = \begin{bmatrix} FS_{compr} & FS_{traz} & FS_{traz\ Ger.} & FS_{fles.y} & FS_{fles.z} & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \end{bmatrix}$$

Infine, i dati in output vengono riportati in una finestra dedicata al riepilogo verifiche (Fig. 3.42).

In APPENDICE verrà riportato un esempio di progettazione di un'edificio industriale attraverso *Steel Frame*.

Figure 4: Verifiche di Resistenza e Stabilità

RIEPILOGO VERIFICHE	% Verificate	FS peggiore	Aste	Classe	Tipologia di elemento	Sollecitazione Res [N,mm]
Verifica a compressione	100	0.39136	77 134	1 1	Corr_sup1 Corr_sup2	398095
Verifica a trazione	100	0.41417	25 24	1 1	Tr_fronte Tr_fronte	-270370
Verifica a flessione y-y	100	0.95482	305 311	1 1	Arcarecci_F2 Arcarecci_F2	1.03208e+007
Verifica a flessione z-z	100	0.58158	114 113	1 1	Shed_Dxl Shed_Dxl	9.21905e+006
Verifica a taglio y-y	100	0.050862	114 113	1 1	Shed_Dxl Shed_Dxl	127068
Verifica a taglio z-z	100	0.092354	218 122	1 1	Shed_Dx2 Shed_Sxl	127068
Verifica a taglio/flessione	100	0	1 1	1 1	Pl_facc Pl_facc	2.17415e+007
Verifica a pressoflessione y	100	0.95482	305 311	1 1	Arcarecci_F2 Arcarecci_F2	1.03208e+007
Verifica a pressoflessione z	100	0.58158	114 113	1 1	Shed_Dxl Shed_Dxl	9.21905e+006
Instabilità a compressione z-z	100	0.96232	313 303	1 1	Arcarecci_F2 Arcarecci_F2	76255.1
Instabilità a flessione z-z	100	0.84305	311 312	1 1	Arcarecci_F2 Arcarecci_F2	661615
Peso Struttura [kg/m2]	37.729					

Fig. 3.42
Finestra riepilogo verifiche

APPENDICE

ESEMPIO PROGETTUALE

A. INPUT DATI GEOMETRICI E MATERIALE

Illustreremo in questo capito un semplice esempio di edificio industriale progettato grazie a “*Steel Frame*”.

Ci proponiamo di voler progettare un edificio industriale in acciaio (S275 JR) situato nella provincia di Bologna, avente le seguenti caratteristiche geometriche:

GEOMETRIA DEL MODELLO

Numero di Telai ricorrenti	N° Telai = 2
Numero pilastri di facciata	N° Pil. Facciata = 5
Numero campi di pilastro laterali	Campi Pil. Lat. = 3
Altezza pilastri	H = 3000 mm
Altezza pensilina >0	H pensilina = 2500 mm
Interasse pilastri laterali	Int.Pil.Lat. = 1500 mm
Luce	Lcamp = 16000 mm
Interasse Telai	B = 4000 mm
Distanza reticolare-pilastri fronte	Dist. Ret-Pil F = 3000 mm
Distanza reticolare-pilastri retro	Dist. Ret-Pil R = 3000 mm

GEOMETRIA DELLA RETICOLARE

Numero campi di reticolare	N° campi reticolare = 12
Altezza reticolare	H reticolare = 500 mm
Delta di colmo	Delta H colmo = 1000 mm

MATERIALE UTILIZZATO

Acciaio S275 JR

SEZIONI

Elemento strutturale	Profilo
Pilastrini facciata	HEA 100
Pilastrini laterali	HEA 100
Travi	IPE 100
Orizzontali laterali	IPE 100
Controventi laterali	IPE 100
Arcarecci	IPE 140
Arcarecci di bordo	IPE 140
Collegamenti Reticolare-Pilastrini laterali	IPE 100
Controvento di copertura	IPE 120
Shed	Tc_88,9 x 5
Corrente superiore capriata	Tc_101,6 x 5
Corrente inferiore capriata	Tc_101,6 x 5

- Gestione diagonali e montanti

Diagonali	Profilo
Diagonale 1	Tc_60,3 x 3,2
Diagonale 2	Tc_60,3 x 3,2
Diagonale 3	Tc_60,3 x 3,2
Diagonale 4	Tc_60,3 x 3,2
Diagonale 5	Tc_60,3 x 3,2
Montanti	Profilo
Montante 1	Tc_60,3 x 3,2
Montante 2	Tc_60,3 x 3,2
Montante 3	Tc_60,3 x 3,2
Montante 4	Tc_60,3 x 3,2
Montante 5	Tc_60,3 x 3,2
Montante 6	Tc_60,3 x 3,2

La progettazione viene condotta assumendo valori nominale delle proprietà del materiale, come riportato dal §11.3.4.1 delle N.T.C. 2008:

- modulo elastico $E = 210000 \text{ N/mm}^2$
- modulo di elasticità trasversale $G = E/[2 (1+\nu)] \text{ N/mm}^2$
- coefficiente di Poisson $\nu = 0,3$
- densità $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$

Procediamo quindi all'input dati del modello da analizzare (*Fig. A.1*).

GEOMETRIA - SEZIONI - MATERIALE					
GEOMETRIA DEL MODELLO		GEOMETRIA DELLA RETICOLARE		SEZIONI	
H Pilastri [mm]	3000	N° campi reticolare	12	Pilastri	HEA 100
Int. Pil. Laterali [mm]	1500	H reticolare [mm]	500	Travi	IPE 100
Luce [mm]	16000	DeltaH colmo [mm]	1000	Pil. Laterali	HEA 100
Interasse Telai [mm]	4000	SEZIONI RETICOLARE		Orizz. Lat.	IPE 100
N° Telai	2			Corr. Superiore	Tc_101.6_5
N° Pil. facciata	5	Corr. Inferiore	Tc_101.6_5	Arcarecci Telaio	IPE 140
Dist. Ret-Pil F [mm]	3000	Montanti e Diagonali !		Arcar. Telaio bordo	IPE 140
Dist. Ret-Pil R [mm]	3000			Colleg. Ret.-Pil.	IPE 100
Campi Pil. Lat.	3	MATERIALE		Controv. Copertura	IPE 120
H Pensilina >0 [mm]	2500			Acciaio	S275 JR

Fig. A.1

Input delle caratteristiche strutturali del modello

È bene sottolineare che montanti e diagonali della capriata possono essere gestiti singolarmente attraverso un'opportuna schermata, richiamabile dal bottone

Montanti e Diagonali !

Sulla base del numero dei campi di reticolare, vengono inseriti i montanti e diagonali presenti. Questa finestra risulta molto comoda in quanto è possibile assegnare differenti profili a seconda della collocazione dell'elemento nel

complesso strutturale, partendo dalla posizione 1 (*quella più esterna rispetto al colmo*). Montanti e Diagonali vengono assegnati simmetricamente.

In questo modo è possibile aggiornare i profili costituenti la reticolare (*Fig. A.2*).



Fig. A.2

Finestra dedicata ai profili costituenti la reticolare

B. ANALISI DEI CARICHI

L'edificio sorgerà nella provincia di Bologna a 150m s.l.m.

Sulla destra della schermata principale (Fig. A.3), è possibile gestire le azioni di carico (carichi permanenti, carico neve e vento), oltre che i carichi di facciata e fiancata derivanti da forze concentrate nei nodi (ad esempio la presenza di una pensilina).

CARICHI			
Permanenti		Carico Vento	
Strutturali [N/m ²]	150	Zona	2
Non Strutturali [N/m ²]	200	Altitudine s.l.m. [m]	150
Carico Neve		Classe Rugosità	B
Zona	I mediterranea	distanza dal mare [Km]	140
Altitudine s.l.m. [m]	150	z_min [m]	7
Zona Esposizione	Normale	Coeff. Esposizione	*****
alpha	7.12502	p Front. [N/m ²]	*****
q neve [N/m ²]	*****	p Trasv. [N/m ²]	*****
Azione Neve !		Azione Vento !	
CARICO FACCIATA		CARICO FIANCATA	
N [N]	0	N [N]	0
M [N*mm]	0	M [N*mm]	0

Fig. A.3

Finestra di carico

Ipotizziamo di assegnare i carichi come riportato sopra.

CARICHI PERMANENTI

- Strutturali: considero un valore medio del peso di una copertura (150N/m²)
- Non Strutturali: considero un valore medio per i pesi riguardanti gli impianti ed opere accessorie (200N/m²)

AZIONE NEVE

- *Zona Mediterranea I*
- Zona di esposizione normale (aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi, $C_e=1$).

AZIONE VENTO

- *Zona 2* (Emilia Romagna, $V_{b0}=25$ m/s)
- *Classe di rugosità B* (Area industriale)
- Pendenza falde 4° (20%)
- $z_{min}=7$ m
- distanza dal mare 140Km

L'implementazione è stata eseguita in riferimento alle N.T.C. 2008. Il programma è in grado di procedere con la progettazione anche in assenza di tali azioni. L'edificio che andremo a progettare sorgerà nella provincia di Bologna (*Zona Mediterranea I*) a 150m s.l.m. , *zona di esposizione normale* .

Inserendo i dati in input e selezionando le categorie di interesse, attraverso “bottoni di calcolo” (*Azione Neve e Azione Vento*) vengono richiamate le function addette alla valutazione delle azioni. Noteremo che lo sfondo delle apposite caselle riportanti pressione neve e pressione vento, si attiveranno colorandosi di verde (*Fig. A.4*).

CARICHI			
Permanenti		Carico Vento	
Strutturali [N/m ²]	150	Zona	2
Non Strutturali [N/m ²]	200	Altitudine s.l.m. [m]	150
Carico Neve		Classe Rugosità	B
Zona	I mediterranea	distanza dal mare [Km]	140
Altitudine s.l.m. [m]	150	z_min [m]	7
Zona Esposizione	Normale	Coeff. Esposizione	1.63421
alpha	7.12502	p Front. [N/m ²]	638.364
q neve [N/m ²]	1200	p Trasv. [N/m ²]	638.364
Azione Neve !		Azione Vento !	
CARICO FACCIATA		CARICO FIANCATA	
N [N]	0	N [N]	0
M [N*mm]	0	M [N*mm]	0

Fig. A.4

Attivazione azioni Vento e Neve

CARICHI DI FACCIATA E DI FIANCATA

Trascuriamo la presenza di una pensilina ed eventuali forze esterne.

Riportiamo nella **Tabella 1** le azioni agente sulla struttura:

Tab.1 – Azioni agenti sulla struttura

Tipologia	Carico/superficie [N/m ²]	Larghezza influenza [m]	Carico/lunghezza [N/m]
Permanenti	350	1,33	465,5
Neve	1200	1,33	1596
Vento lat.	638,37	4	2553,48
Vento front.	638,37	4	2553,48

Chiaramente per le aste di bordo la larghezza di influenza sarà la metà e, quindi, l'azione agente verrà dimezzata.

C. MODELLO DISCRETO

Gli elementi strutturali costituenti l'edificio vengono modellati da Steel Frame nel modo seguente:

Elemento strutturale	Elemento finito
Pilastri facciata	Beam
Pilastri laterali	Beam
Travi	Beam
Orizzontali laterali	Truss
Controventi laterali	Truss
Arcarecci	Beam
Arcarecci di bordo	Beam
Collegamenti Reticolare-Pilastri laterali	Beam
Controvento di copertura	Truss
Shed	Beam
Corrente superiore capriata	Beam
Corrente inferiore capriata	Beam
Montanti	Truss
Diagonali	Truss

Steel Frame mette a disposizione due possibilità di modellazione della capriata (Fig. A.5):

- Tipo “*Truss*”: considera montanti e diagonali come bielle, in grado di trasmettere soltanto azioni assiali;
- Tipo “*Beam*”: considera tutti gli elementi costituenti la capriata in grado di trasmettere flessione e torsione, oltre che sforzo assiale.

Sceghieremo una modellazione tipo “*Truss*” per la capriata del nostro edificio.



Fig. A.5

Modellazione e Risoluzione

Cliccando su **PLOT** procediamo con l'elaborazione del modello discreto dell'edificio, attivando una nuova finestra per la visualizzazione (*Fig. 4.7*).

Per facilità di controllo dello stato delle operazioni richiamate attraverso la schermata di "Steel Frame", comparirà una "barra di progresso": di colore rosso in fase di elaborazione dati, di colore verde a fine operazioni (*Fig 4.6*).

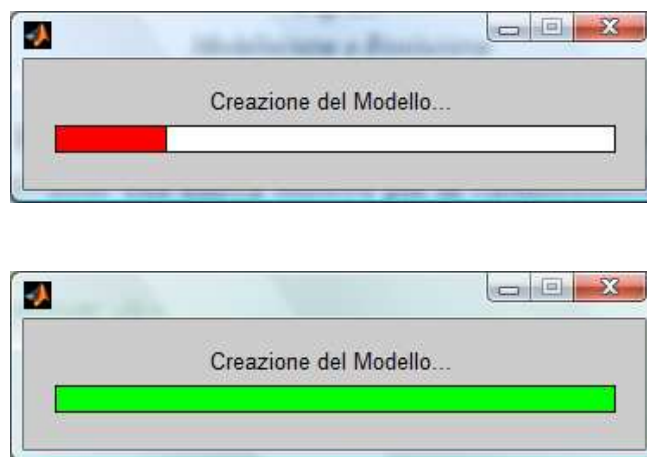


Fig. A.6

Barra di stato

Di seguito verranno riportati il modello discreto implementato da Steel Frame (*Fig. A.7*) e il corrispondente realizzato con Straus 7 (*Fig. A.8*).

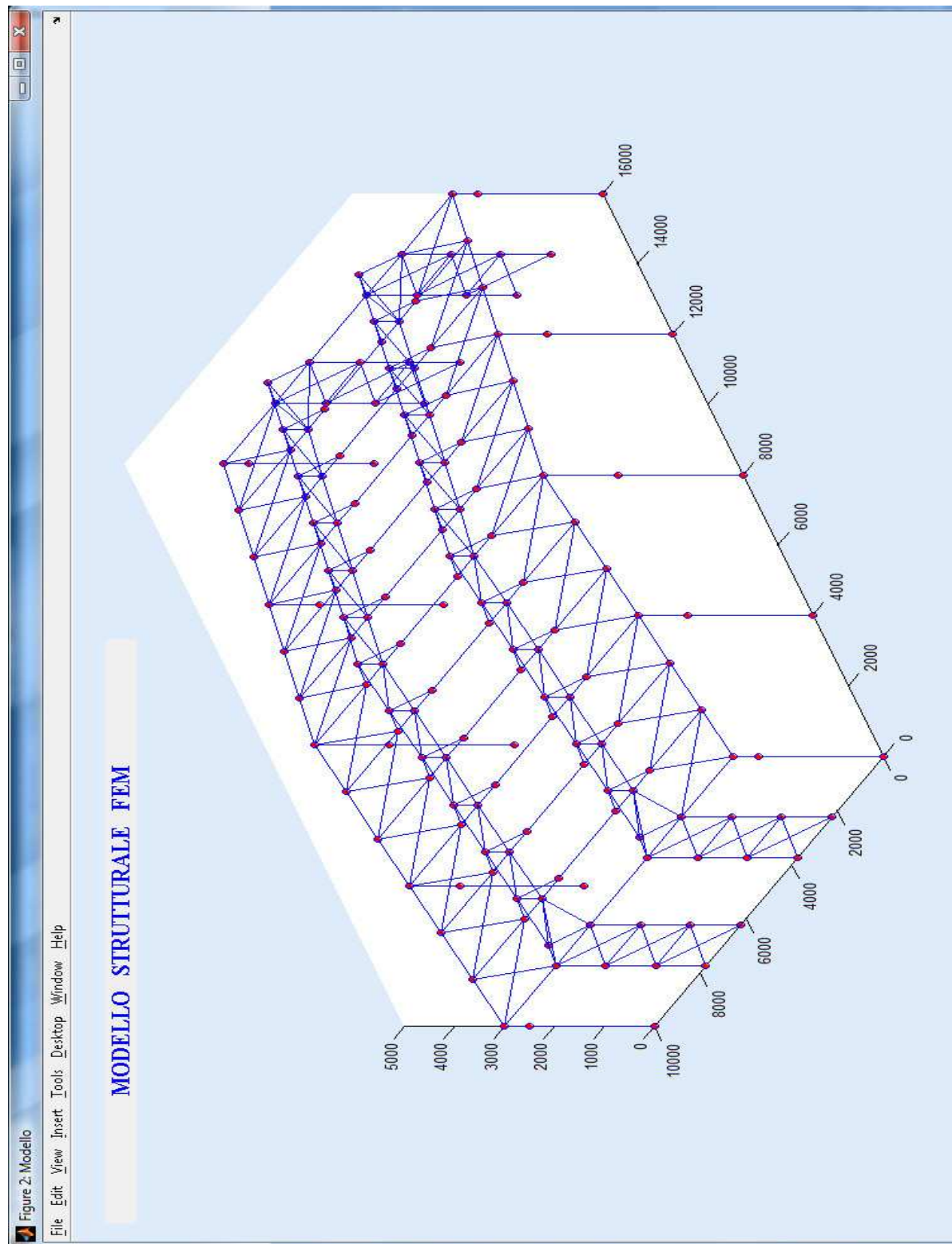


Fig. A.7
Modello discreto FEM realizzato con Steel Frame

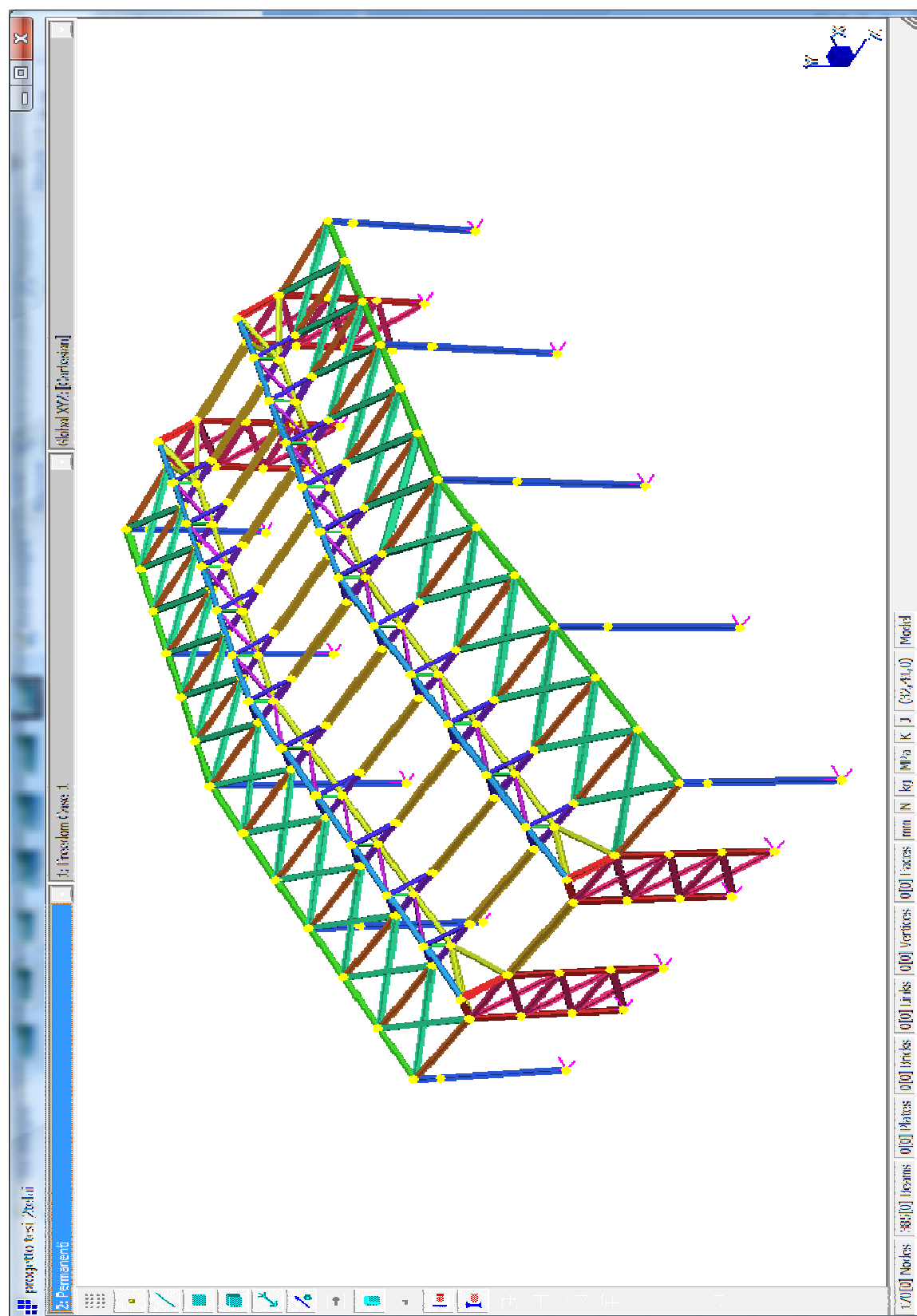


Fig. A.8
Modello discreto FEM realizzato con Straus7

D. RISOLUZIONE

In questa fase verranno calcolate le incognite del problema agli elementi finiti, ovvero gli spostamenti nodali per ogni condizione elementare di carico. Ottenuti gli spostamenti nodali, sarà semplice valutare gli sforzi.

Steel Frame propone il grafico della deformata per condizioni di carico elementare: esso è regolato da un fattore di amplificazione regolabile a piacere per ottenerne una migliore visualizzazione (*Fig. A.9-A.10*).

La procedura è ottimizzata in modo che sia possibile scegliere la deformata di interesse senza la necessita di rilanciare il solutore.

A supporto del controllo della bontà dei risultati in output dal solutore, affiancheremo un software di calcolo strutturale tra i più utilizzati sul mercato: Straus7.

Di seguito riporteremo le deformate del modello e le confronteremo con quelle in uscita da Straus7. Dopo la verifica a livello qualitativo, confronteremo anche i valori di spostamento massimo e i nodi in cui questi si verificano.

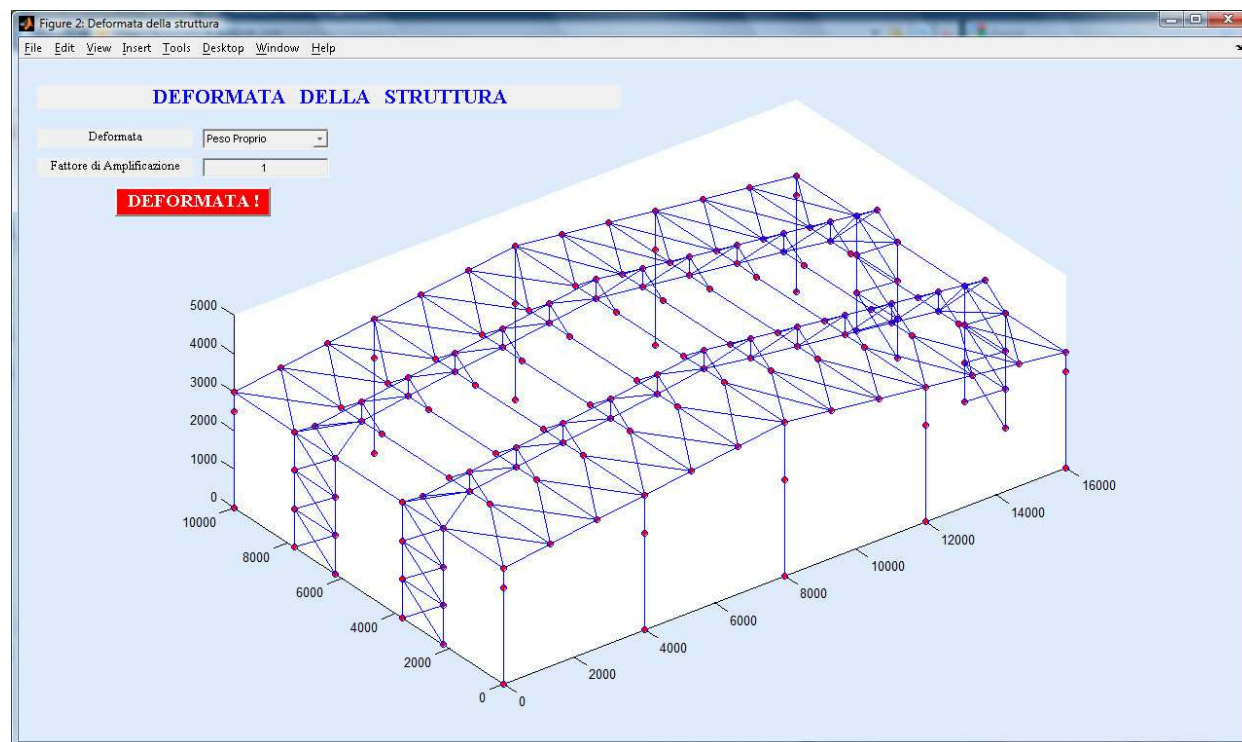


Fig. A.9

Finestra della Deformata

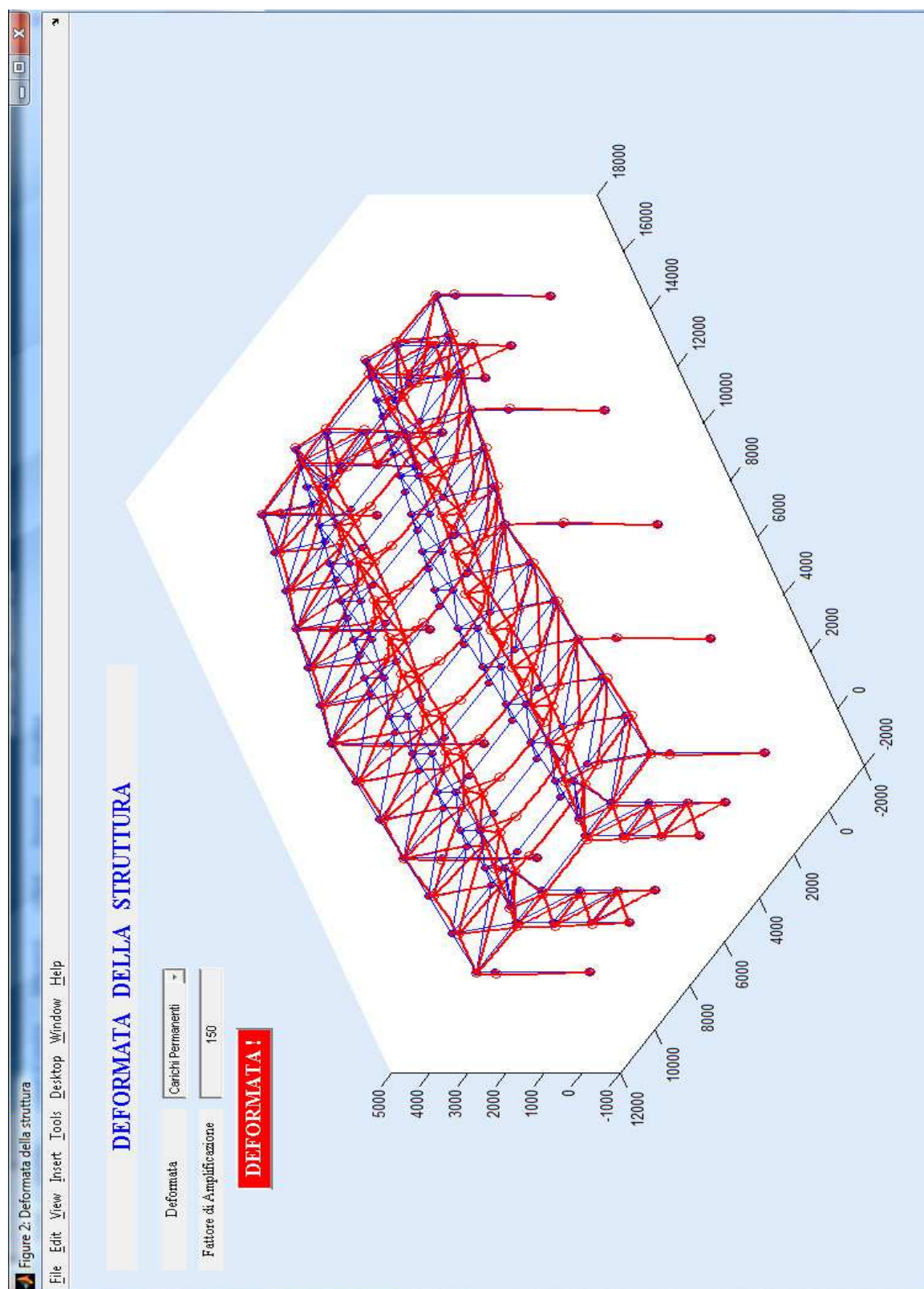


Fig. A.10
Esempio di deformata da carichi verticali (Permanenti)

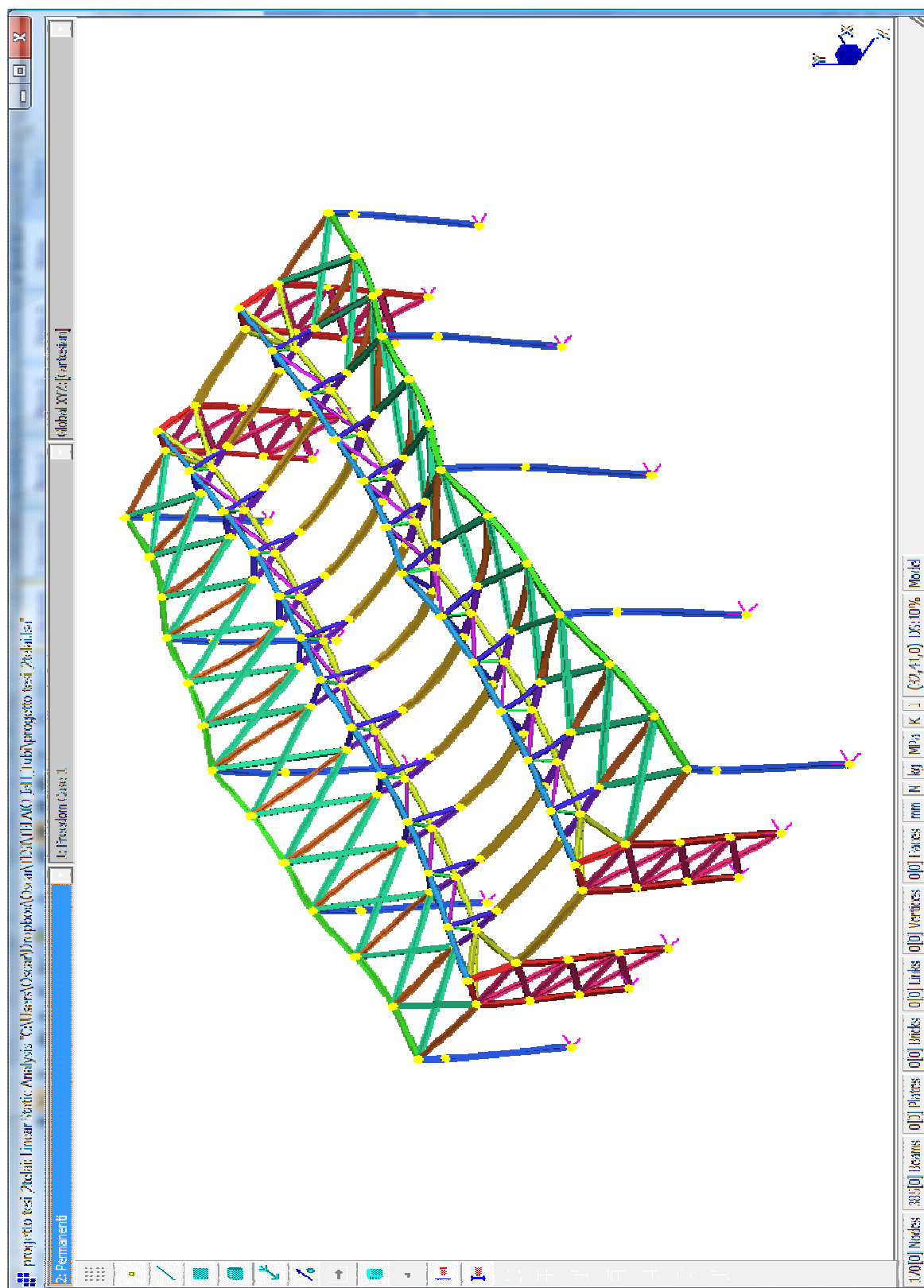


Fig. A.11
Corrispondente deformata da permanenti in Straus7

Di seguito si riportano i valori di spostamento massimo in uscita dai due codici di calcolo secondo i rispettivi sistemi di riferimento globale⁽¹⁾.

Spostamenti massimi [mm]

PESO PROPRIO	Steel Frame	Straus 7
u_{x_max}	1,01	0,99
u_{y_max}	1,52	1,5
u_{z_max}	-7,87	-7,81

PERMANENTI	Steel Frame	Straus 7
u_{x_max}	0,96	0,96
u_{y_max}	1,07	1,07
u_{z_max}	7,59	-7,64

NEVE	Steel Frame	Straus 7
u_{x_max}	3,27	3,29
u_{y_max}	3,68	3,70
u_{z_max}	-26,05	-26,21

VENTO FRONTALE	Steel Frame	Straus 7
u_{x_max}	0,92	0,93
u_{y_max}	5,34	5,49
u_{z_max}	-0,81	-0,83

VENTO LATERALE	Steel Frame	Straus 7
u_{x_max}	12,31	12,48
u_{y_max}	0,04	0,04
u_{z_max}	-1,34	-1,35

(1) I risultati sono riportati secondo i versi degli assi del sistema di riferimento globale di “Steel Frame”.

Chiaramente, per il progetto che esamineremo, faremo riferimento alla *combinazione SLU con neve prevalente*. In **Tabella 2** riportiamo i valori di spostamento massimi espressi in *mm*:

Tab. 2 –spostamenti massimi per combinazione SLU (neve prevalente)

SLU(neve prevalente)	Steel Frame	Straus 7
u_{x_max}	18,73	18,97
u_{y_max}	11,12	11,20
u_{z_max}	-59,45	-60,03

Come si può facilmente notare, dal confronto tra i risultati di massimo spostamento vi sono differenze del decimo di millimetro, talvolta anche del centesimo di millimetro. Perciò emerge pressoché una perfetta corrispondenza tra i valori in output dai due programmi. Inoltre, si può apprezzare come i massimi spostamenti vi verifichino nei medesimi nodi del modello.

Per validare il solutore implementato in Steel Frame, è bene analizzare anche i risultati di sforzo in uscita dal solutore.

A titolo esemplificativo riporteremo i gli sforzi nella Trave indicata in *Figura A.12*, per combinazione agli SLU (neve prevalente). Gli sforzi sono riportati nel sistema di riferimento locale dell'asta (**Tab. 3**).

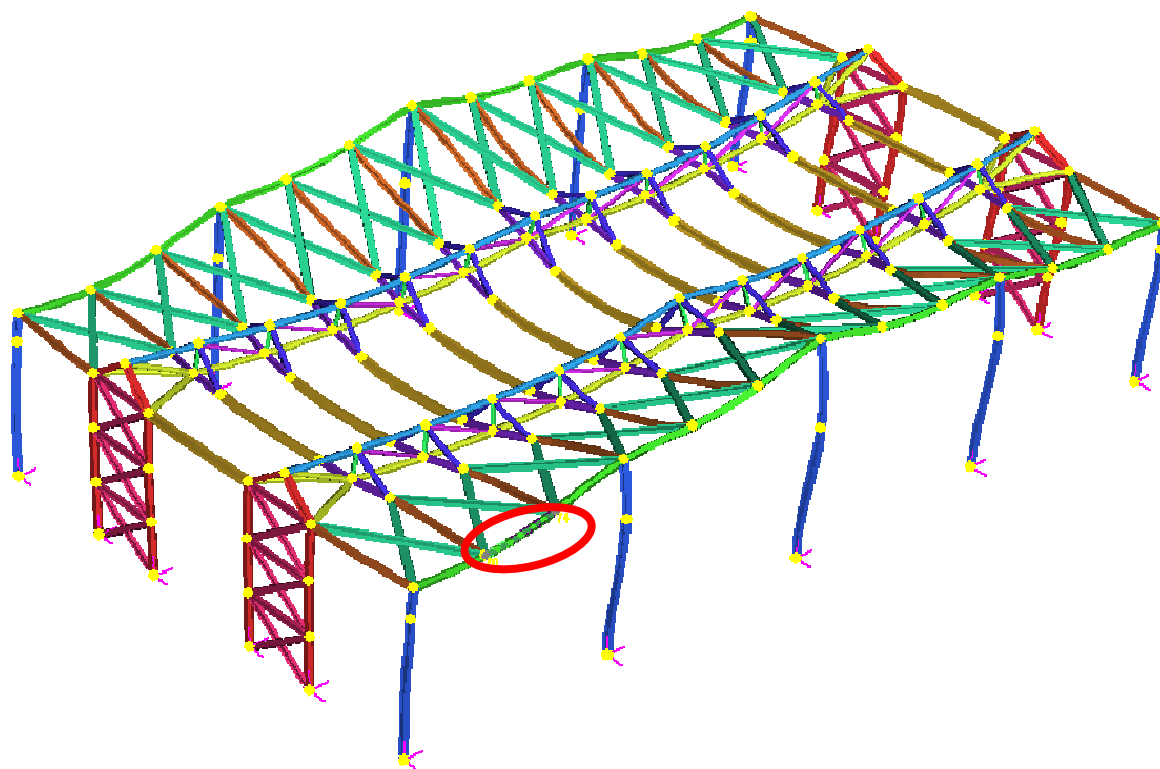


Fig. A.12
Trave di facciata in esame

Tab. 3 - *Sforzi assiali e taglianti espressi in N, momenti in N*mm.*

SLU (Neve prevalente)	Steel Frame	Straus 7
N_1	33261	34066
T_{1y}	90,61	90,53
T_{1z}	788,67	790,8
M_{1x}	4458,8	3338
M_{1y}	2888000	2884428
M_{1z}	35772	35161
N_2	33261	34066
T_{2y}	90,53	90,53
T_{2z}	788,67	790,8
M_{2x}	4458,8	3338
M_{2y}	1828300	1729287
M_{2z}	85984	86487

Valori accettabili di sollecitazione nodale: discrepanza massima del 2% su N. Tralasciando lo sforzo torcente (non interessante per i fini di progettazione a cui miriamo), poiché ci troviamo in fase preliminare di progettazione (“*Steel Frame*” svolge principalmente un ruolo di preventivazione strutturale), l’errore commesso rispetto Straus7 è accettabile. Esso è dovuto in principal luogo al fatto che gli sforzi nodali vengono derivati dagli spostamenti nodali.

E. VERIFICA

Una volta accertata la qualità dei risultati ed aver validato il *solutore*, possiamo procedere con le verifiche secondo le N.T.C. 2008. Richiamiamo questa operazione attraverso il bottone **VERIFICA** (Fig. A.13).



Fig. A.13
Sezione dedicata alle verifiche

La dinamicità del codice è migliorata grazie alla gestione della combinazione di carico verso la quale procedere con l’elaborazione.

Dal frame indichiamo il numero di sezioni di verifica, ovvero le sezioni per le quali la function *Verifiche* procederà con la valutazione delle sollecitazioni, interpolando su quelle nodali dell’asta. L’operazione richiederà qualche secondo prima che venga visualizzata una tabella riassuntiva delle verifiche. A titolo d’esempio riportiamo le verifiche derivanti dalla combinazione “*Neve Prevalente SLU*” (Fig. A.14).

Figure 4: Verifiche di Resistenza e Stabilità

RIEPILOGO VERIFICHE	% Verificate	FS peggiore	Aste	Classe	Tipologia di elemento	Sollecitazione Res [N,mm]
Verifica a compressione	100	0.39136	77 184	1	Corr_sup1 Corr_sup2	398095
Verifica a trazione	100	0.41417	25 24	1	Tr_fronte Tr_fronte	-270370
Verifica a flessione y-y	100	0.95482	305 311	1	Arcarecci_F2 Arcarecci_F2	1.03208e+007
Verifica a flessione z-z	100	0.58158	114 113	1	Shed_Dx1 Shed_Dx1	9.21905e+006
Verifica a taglio y-y	100	0.050862	114 113	1	Shed_Dx1 Shed_Dx1	127068
Verifica a taglio z-z	100	0.092354	218 122	1	Shed_Dx2 Shed_Sx1	127068
Verifica a taglioflessione	100	0	1 1	1	Pl_facc Pl_facc	2.17415e+007
Verifica a pressoflessione y	100	0.95482	305 311	1	Arcarecci_F2 Arcarecci_F2	1.03208e+007
Verifica a pressoflessione z	100	0.58158	114 113	1	Shed_Dx1 Shed_Dx1	9.21905e+006
Instabilità a compressione z-z	100	0.96232	313 303	1	Arcarecci_F2 Arcarecci_F2	76255.1
Instabilità a flessione z-z	100	0.84305	311 312	1	Arcarecci_F2 Arcarecci_F2	661615
Peso Struttura [kg/m2]	37.729					

Fig. A.14

Tabella riassuntiva delle verifiche per SLU NEVE PREVALENTE

Come si può notare vengono riportati i seguenti dati:

- verifiche esaminate;
- percentuale di aste verificate;
- peggior fattore di sicurezza;
- aste;
- classe del profilo delle aste non verificate;
- tipologia di elemento strutturale non soddisfacente la verifica;
- massima sollecitazione resistente per ogni verifica;
- peso complessivo della struttura.

Si può subito notare come gli arcarecci siano gli elementi strutturali maggiormente sollecitati a flessione nel piano y-y. Inoltre essendo interessati da sforzo normale, possono andare incontro a instabilità per compressione. Sebbene tutte le verifiche siano soddisfatte, quanto detto è confermato dai fattori di sicurezza visualizzati e rispettivi elementi strutturali a cui si riferiscono.

Per un primo controllo sulla correttezza dell'implementazione di *Verifiche*, vengono creati dei fogli Excel per ogni tipo di verifica in modo da avere un controllo incrociato dei valori in output.

Il supporto di questi fogli elettronici è molto importante, in quanto garantiscono che la verifica in esame sia stata condotta con la giusta procedura, come indicato dalle N.T.C. 2008.

L'input delle sollecitazioni nei fogli Excel è abbastanza semplice. Una volta accertata la validità del solutore, è possibile esportare le sollecitazioni e caricarle direttamente in Excel.

A questo punto non ci resterà che riportare la sollecitazione massima per la verifica che vogliamo condurre ed inserirla nel foglio elettronico relativo.

Di seguito proporremo il confronto tra i risultati tabellati da *Steel Frame* (Fig. A.14) e quelli in uscita dal corrispondente foglio Excel.

- COMPRESSIONE

La tabella delle verifiche ci indica che nell'asta 77 *Corrente superiore (1° Telaio)* abbiamo la situazione più gravosa. Il corrente superiore di capriata viene modellato con profili tubolari a caldo (101,6x5), tipo beam.

Sollecitazioni **asta 77 Corrente superiore (1° Telaio)**:

Sezione x [cm]	N [N]	Ty [N]	Tz [N]	Mx [Nmm]	My [Nmm]	Mz [Nmm]
0	155800	4346,8	2581,9	145190	-1028000	3091700
26,87	155800	4346,8	2581,9	145190	-334090	1923600
53,74	155800	4346,8	2581,9	145190	3597800	755390
80,60	155800	4346,8	2581,9	145190	1053600	-412780
107,5	155800	4346,8	2581,9	145190	1747500	-1581000
134,37	155800	4346,8	2581,9	145190	2441400	2749100

La sollecitazione massima per quanto riguarda la compressione risulta essere $N_c=155,8KN$. La sollecitazione resistente risulta essere $N_{Rd}=398,09KN$, per un fattore di sicurezza $FS=0,39$.

Inserendo la sollecitazione di compressione N_c nel foglio Excel dedicato avremo quanto riportato in *Fig. A.15*.

Si nota come la classe del profilo, la sollecitazione resistente e, quindi, il fattore di sicurezza FS , coincidano con quanto riportato in *Steel Frame*. Non resta quindi che constatare la corretta impostazione della verifica a compressione.

CIRCOLARI: VERIFICA A COMPRESSIONE			
$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$	N_{Ed}	Azione assiale di calcolo	
	$N_{c,Rd}$	Resistenza di calcolo a compressione	
$N_{c,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0}$ per le sezioni di classe 1, 2 e 3.			
$N_{c,Rd} = A_{eff} f_{yk} / \gamma_{M0}$ per le sezioni di classe 4.			
INPUT			
Profilo	F101,6t 5		
Classe del profilo	CLASSE 1		
Area lorda (cm ²)	15,20		
Area eff (cm ²)	15,2		
f_{yk}	275		
γ_{M0}	1,05		
γ_{M1}	1,05		
Definizione dell'azione sollecitant	155,8 (KN)		
OUTPUT			
(Verifica punto 4.2.4.1.2 NTC 2008)			
N_{Ed}	155,8	$N_{Ed}/N_{c,Rd}$	0,3913636
$N_{c,Rd}$	398,0952		Verifica Soddisfatta

Fig. A.15

Verifica a compressione per SLU NEVE PREVALENTE

- TRAZIONE

La tabella delle verifiche ci indica che nell'asta 25 *Trave frontale* abbiamo la situazione peggiore. Le travi sono modellate con profili IPE 100 (beam).

Sollecitazioni **asta 25 *Trave frontale***:

Sezione x [cm]	N [N]	Ty [N]	Tz [N]	Mx [Nmm]	My [Nmm]	Mz [Nmm]
0	-111980	90,867	3955,6	6795	-3195900	233569
26,87	-111980	90,867	3955,6	6795	-2132900	-85037
53,74	-111980	90,867	3955,6	6795	-1069800	-25270
80,60	-111980	90,867	3955,6	6795	-6795,7	-49690
107,5	-111980	90,867	3955,6	6795	1056200	-74110
134,37	-111980	90,867	3955,6	6795	2119300	-98529

La sollecitazione massima per quanto riguarda la trazione risulta essere $N_T = -11,98 \text{ KN}$. La sollecitazione resistente risulta essere $N_{Rd} = -270,37 \text{ N}$, per un fattore di sicurezza $FS = 0,41$.

Inserendo la sollecitazione di trazione N_T nel foglio Excel dedicato avremo quanto riportato in *Fig. A.16*.

Si nota come la classe del profilo non venga espressa in quanto ci troviamo in trazione, la sollecitazione resistente e, quindi, il fattore di sicurezza FS , coincidano con quanto riportato in *Steel Frame*. Non resta quindi che constatare la corretta impostazione della verifica a trazione.

IPE-HE-C-UPN : VERIFICA A TRAZIONE			
$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$	N_{Ed}	Azione assiale di calcolo	
	$N_{t,Rd}$	Resistenza di calcolo a trazione	
$N_{pLRd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}}$	N_{pLRd}	Resistenza plastica della sezione lorda	
INPUT			
Profilo	IPE 100		
Classe del profilo	1		
Area lorda (cm ²)	10,32		
f_{yk}	275		
γ_{M0}	1,05		
Definizione dell'azione sollecitant	111,98 (KN)		
OUTPUT			
(Verifica punto 4.2.4.1.2 NTC 2008)			
N_{Ed}	111,98	$N_{Ed}/N_{t,Rd}$	0,41418
$N_{t,Rd}$	270,36429	Verifica Soddisfatta	

Fig. A.16

Verifica a trazione per SLU NEVE PREVALENTE

- FLESSIONE y-y

La tabella delle verifiche ci indica che nell'asta 305 *Arcareccio frontale* abbiamo la situazione peggiore. La trave è stata modellata con profili IPE 100 (beam).

Sollecitazioni **asta 305 *Arcareccio frontale*** (Collegamento reticolare-pilastrini):

Sezione x [cm]	N [N]	Ty [N]	Tz [N]	Mx [Nmm]	My [Nmm]	Mz [Nmm]
0	8543,4	349,96	6659	447,2	-5128300	249760
45	8543,4	349,96	6659	447,2	-2131700	922276
90	8543,4	349,96	6659	447,2	864850	-65208
135	8543,4	349,96	6659	447,2	38614	-222690
180	8543,4	349,96	6659	447,2	685000	-380180
225	8543,4	349,96	6659	447,2	9854500	-537660

La sollecitazione massima in valore assoluto per quanto riguarda la flessione y-y risulta essere $M_y = 9,854 \text{ KNm}$. La sollecitazione resistente risulta essere $M_{Ry} = 10,32 \text{ KNm}$, per un fattore di sicurezza $FS = 0,95$.

Inserendo la sollecitazione di flessione y-y M_y nel foglio Excel dedicato avremo quanto riportato in *Fig. A.17*.

Si nota come la classe del profilo, la sollecitazione resistente e, quindi, il fattore di sicurezza FS , coincidano con quanto riportato in *Steel Frame*. Non resta quindi che constatare la corretta impostazione della verifica a flessione y-y.

Analogamente si procederà per la verifica a flessione z-z attorno l'asse di minor inerzia.

FLESSIONE NEL PIANO DELL'ANIMA (ASSE FORTE)			
IPE-HE-C-UPN : FLESSIONE			
$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$		$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$ per le sezioni di classe 1 e 2; $M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,lim} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$ per le sezioni di classe 3; $M_{c,Rd} = \frac{W_{el,lim} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$ per le sezioni di classe 4;	
M_{Ed} Azione flettente di calcolo			
$M_{c,Rd}$ Resistenza di calcolo a flessione			
INPUT			
Profilo	IPE 100		
Classe del profilo	1		
Area lorda (cm ²)	10,32		
Area eff (cm ²)	-		
f_{yk}	275		
γ_{M0}	1,05		
γ_{M1}	1,05		
Definizione dell'azione sollecitante	9,8545	(KNm)	
OUTPUT			
(Verifica punto 4.2.4.1.2 NTC 2008)			
M_{Ed}	9,8545	$M_{Ed}/M_{c,Rd}$	0,9549815
$M_{c,Rd}$	10,31905		Verifica Soddisfatta

Fig. A.17

Verifica a flessione y-y per SLU NEVE PREVALENTE

- TAGLIO y-y

La tabella delle verifiche ci indica che nell'asta 114 *Shed* abbiamo la situazione peggiore. Gli *Shed* sono stati modellati con profili tubolari a caldo (88,9x5), tipo beam.

Sollecitazioni asta 114 *Shed*:

Sezione x [cm]	N [N]	Ty [N]	Tz [N]	Mx [Nmm]	My [Nmm]	Mz [Nmm]
0	4081,2	6462	-2672,7	309550	1904200	463990
18,28	4081,2	6462	-2672,7	309550	1422300	-701130
36,05	4081,2	6462	-2672,7	309550	940510	-1866200
54,08	4081,2	6462	-2672,7	309550	458680	-3031400
72,11	4081,2	6462	-2672,7	309550	-23153	-4196500
90,13	4081,2	6462	-2672,7	309550	-504990	-5361600

La sollecitazione massima in valore assoluto per quanto riguarda il taglio y-y risulta essere $T_y = 6,462 \text{ KN}$. La sollecitazione resistente risulta essere $T_{Ry} = 127,06 \text{ KN}$, per un fattore di sicurezza $FS = 0,05$.

Inserendo la sollecitazione di taglio y-y nel foglio Excel dedicato avremo quanto riportato in Fig. A.18.

Si nota come la classe del profilo, la sollecitazione resistente e, quindi, il fattore di sicurezza FS , coincidano con quanto riportato in *Steel Frame*. Non resta quindi che constatare la corretta impostazione della verifica a taglio y-y.

Analogamente si procederà per la verifica a taglio z-z attorno l'asse di minor inerzia.

CIRCOLARI: VERIFICA A TAGLIO			
$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$		per sezioni circolari cave e tubi di spessore uniforme: $A_v = 2A/\pi$;	
V_{Ed}	Azione tagliante di calcolo	$V_{c,Rd}$	Resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$
INPUT			
Profilo	$\Phi 88,9 \times 5$		
Classe del profilo	CLASSE 1		
Area lorda (cm ²)	13,20		
Area a taglio (cm ²)	8,40		
f_{yk}	275		
γ_{M0}	1,05		
γ_{M1}	1,05		
Definizione dell'azione sollecitante	6,462 (KN)		
OUTPUT			
(Verifica punto 4.2.4.1.2 NTC 2008)			
V_{Ed}	6,462	$V_{Ed}/V_{c,Rd}$	0,05085
$V_{c,Rd}$	127,06818		Verifica Soddisfatta

Fig. A.18

Verifica a taglio y-y per SLU NEVE PREVALENTE

- PRESSOFLESSIONE z-z

E' interessante riportare la verifica a pressoflessione nel piano z-z.

La tabella delle verifiche ci indica che nell'asta 114 *Shed* ($T_c_{88,9 \times 5}$) abbiamo la situazione peggiore.

Sollecitazioni **asta 114 *Shed***:

Sezione x [cm]	N [N]	Ty [N]	Tz [N]	Mx [Nmm]	My [Nmm]	Mz [Nmm]
0	4081,2	6462	-2672,7	309550	1904200	463990
18,28	4081,2	6462	-2672,7	309550	1422300	-701130
36,05	4081,2	6462	-2672,7	309550	940510	-1866200
54,08	4081,2	6462	-2672,7	309550	458680	-3031400
72,11	4081,2	6462	-2672,7	309550	-23153	-4196500
90,13	4081,2	6462	-2672,7	309550	-504990	-5361600

La sollecitazione massima in valore assoluto per quanto riguarda il lo sforzo normale di compressione risulta essere $N_c = 4,0812 \text{ KN}$. Per quanto riguarda il momento agente nel piano z-z abbiamo $M_z = -5,361 \text{ KNm}$. La sollecitazione resistente risulta essere $M_{N,Rd} = 9,21 \text{ KNm}$, per un fattore di sicurezza $FS = 0,58$.

Inserendo le sollecitazioni di compressione e flessione z-z nel foglio Excel dedicato avremo quanto riportato in *Fig. A.19*.

Si nota come la classe del profilo, la sollecitazione resistente e, quindi, il fattore di sicurezza FS , coincidano con quanto riportato in *Steel Frame*. Non resta quindi che constatare la corretta impostazione della verifica a pressoflessione_{z-z}. Analogamente si procederà per la verifica a pressoflessione_{y-y} attorno l'asse di maggior inerzia.

CIRCOLARI: VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE			
N_{Ed} (KN)	4,0812	Verifica non necessaria	
$N_{c,Rd}$ (KN)	345,71		
$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$		0,01	$M_{N,Rd} = 1,04 M_{pl,Rd} (1 - n^{1,7})$
INPUT			
Profilo	F88,9t 5		
Classe del profilo	CLASSE 1		
Area lorda (cm ²)	13,20		
Area eff (cm ²)	13,2		
f_{yk}	275		
γ_{M0}	1,05		
γ_{M1}	1,05		
Definizione dell'azione sollecitante M	5,3616	(KNm)	
OUTPUT			
(Verifica punto 4.2.4.1.2 NTC 2008)			
M_{Ed}	5,3616	$M_{Ed}/M_{N,Rd}$	0,581828
$M_{N,Rd}$	9,21509	Verifica Soddisfatta	

Fig. A.19

Verifica a presso-flessione z-z per SLU NEVE PREVALENTE

- INSTABILITA' A COMPRESSIONE z-z

La tabella delle verifiche ci indica che nell'asta 313 *Arcareccio frontali*(Collegamento reticolare-pilastri) abbiamo la situazione peggiore. I collegamenti reticolare-pilastri sono modellati con IPE 100.

Sollecitazioni **asta 313 Arcareccio frontale**:

Sezione x [cm]	N [N]	Ty [N]	Tz [N]	Mx [Nmm]	My [Nmm]	Mz [Nmm]
0	73381	-199,13	3319,3	197,27	13019	-112430
45	73381	-199,13	3319,3	197,27	1506700	-22819
90	73381	-199,13	3319,3	197,27	3000400	66791
135	73381	-199,13	3319,3	197,27	4494100	156400
180	73381	-199,13	3319,3	197,27	5987800	246010
225	73381	-199,13	3319,3	197,27	7481500	335620

La sollecitazione massima in compressione risulta essere $N_c = 73,38 \text{ KN}$. Lo sforzo normale critico resistente risulta essere $N_{CR} = 76,25 \text{ KN}$, per un fattore di sicurezza $FS = 0,96$. Per l'instabilità viene utilizzato un $\beta = 0,8$ che tiene conto della modalità di vincolamento. Sebbene vengano modellati come elementi beam, i collegamenti di estremità non sono da considerarsi come veri e propri incastri. Perciò adotteremo un fattore $\beta = 0,8$ intermedio tra il vincolamento incastro-cerniera.

Inserendo la sollecitazione di compressione nel foglio Excel dedicato avremo quanto riportato in *Fig. A.20*.

Si nota come la classe del profilo, la sollecitazione resistente e, quindi, il fattore di sicurezza FS , coincidano con quanto riportato in *Steel Frame*. Non resta quindi che constatare la corretta impostazione della verifica instabilità a compressione z-z.

INSTABILITA' A COMPRESSIONE (ASSE DEBOLE)			
IPE-HE-C-UPN : INSTABILITA' A COMPRESSIONE			
$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,$	N_{Ed} Azione assiale di calcolo $N_{b,Rd}$ Resistenza all'instabilità nell'asta compressa $N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}}$ per le sezioni di classe 1, 2 e 3 $N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_{yk}}{\gamma_{M1}}$ per le sezioni di classe 4		
INPUT			
Profilo	IPE 100	Lunghezza profilo (cm)	225
Classe del profilo	1		
Area lorda (cm ²)	10,32	Snellezza λ	145,16
Area eff (cm ²)	-		
f_{yk}	275		
γ_{M0}	1,05		
γ_{M1}	1,05		
Definizione dell'azione sollecitante	73,381	(KN)	
OUTPUT			
(Verifica punto 4.2.4.1.3 NTC 2008)			
N_{Ed}	73,381	$N_{Ed}/N_{b,Rd}$	0,96468
$N_{b,Rd}$	76,06788		Verifica Soddisfatta

Fig. A.20

Verifica instabilità a compressione per SLU NEVE PREVALENTE

- INSTABILITA' A FLESSIONE z-z

La tabella delle verifiche ci indica che nell'asta 311 *Arcareccio frontale* (*Collegamento reticolare-pilastri*) abbiamo la situazione peggiore. I collegamenti reticolare-pilastri sono modellati con IPE 100.

Sollecitazioni **asta 311 *Arcareccio frontale***:

Sezione x [cm]	N [N]	Ty [N]	Tz [N]	Mx [Nmm]	My [Nmm]	Mz [Nmm]
0	8103,4	-362,4	6583,2	190,1	-5030400	-257780
45	8103,4	-362,4	6583,2	190,1	-2067900	-94673
90	8103,4	-362,4	6583,2	190,1	894500	231550
135	8103,4	-362,4	6583,2	190,1	3856900	231550
180	8103,4	-362,4	6583,2	190,1	6819400	394660
225	8103,4	-362,4	6583,2	190,1	9781800	557770

La sollecitazione massima in valore assoluto per quanto riguarda la compressione risulta essere $M_z = 0,557 \text{ KNm}$. La sollecitazione resistente risulta essere $M_{b,Rd} = 0,66 \text{ KNm}$, per un fattore di sicurezza $FS = 0,84$.

Inserendo la sollecitazione flessionale z-z nel foglio Excel dedicato avremo quanto riportato in *Fig. A.21*. Per l'instabilità viene utilizzato un $\beta = 0,8$ che tiene conto della modalità di vincolamento.

Si nota come la classe del profilo, la sollecitazione resistente e, quindi, il fattore di sicurezza FS , sono pressoché coincidenti con quanto riportato in *Steel Frame*. Non resta quindi che constatare la corretta impostazione della verifica instabilità a flessione z-z.

INSTABILITA' A FLESSIONE ATTORNO ALL'ASSE DEBOLE			
IPE-HE-C-UPN : INSTABILITA' A FLESSIONE			
$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$		$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$	
M_{Ed}	Azione flettente di calcolo	Wpl se sono in classe 1 o classe 2	
$M_{b,Rd}$	Momento resistente di progetto per l'instabilità	Wel se sono in classe 3	
		Weff se sono in classe 4	
INPUT			
Profilo	IPE 100	Lunghezza del profilo (cm)	225
Classe del profilo	1		
Area lorda (cm ²)	10,32	Snellezza λ	145,161
Area eff (cm ²)	-	λ_{LT}	0,59245171
f_{yk}	275	VERIFICA NECESSARIA	
γ_{M0}	1,05		
γ_{M1}	1,05		
Definizione dell'azione sollecitante M		0,55777 (KNm)	
OUTPUT			
(Verifica punto 4.2.4.1.3 NTC 2008)			
M_{Ed}	0,55777	$M_{Ed}/M_{b,Rd}$	0,84485356
$M_{b,Rd}$	0,66019725		Verifica Soddisfatta

Fig. A.21

Verifica instabilità a flessione z-z per SLU NEVE PREVALENTE

L'esempio sopra riportato, seppur a scopo illustrativo, risulta in linea con gli standard di progettazione, attestando un peso per unità di superficie intorno ai 37,7 Kg/m².

Conclusioni

Il lavoro svolto in questa Tesi è stato rivolto alla “scrittura” di uno strumento finalizzato alla progettazione di determinate tipologie di edifici industriali in acciaio.

Steel Frame nasce dall’esigenza di disporre di un codice numerico rivolto alla preventivazione. Per tale motivo, l’implementazione si è basata su tre aspetti fondamentali: velocità di esecuzione ed efficienza del programma, nonché semplicità dei comandi. La sua specificità se da un lato ne rappresenta il maggior pregio, dall’altro costituisce la limitazione. Attualmente il codice è in grado di effettuare solo analisi di tipo statico per una sola tipologia di capriata. In futuro si proseguirà con l’allargamento ad altre tipologie strutturali e ad analisi dinamiche, aumentandone la capacità operativa. Tuttavia *Steel Frame* resta un programma di “nicchia” e, per questo, dall’estrema utilità verso determinate operazioni.

Un’esperienza di questo genere si rivela molto utile per chi si vuol avvicinare alla progettazione strutturale assistita da codici di calcolo. Prima di servirsi delle potenzialità di un qualsiasi software, è necessario comprendere il “ragionamento informatico” dello stesso. In altre parole, un buon utente è colui che è in grado di ripercorrere i passi della programmazione attraverso la quale è stato sviluppato il codice. In quest’ottica, quanto presentato in queste pagine, vuole sottolineare la necessità di un approccio “consapevole” verso questi strumenti. Implementare un codice di calcolo come *Steel Frame*, seppur semplice nella sua struttura, ha permesso di acquisire tali aspetti. Molti “tecnici” credono che pochi *click* siano sufficienti a soddisfare ogni esigenza di progettazione: in questo modo si instaura un legame *uomo-macchina* assai pericoloso, poiché inibisce il ragionamento e la creatività del progettista. Indubbiamente, grazie ai computer, l’iter progettuale ha subito un’importante evoluzione e, proprio per questo motivo tale risorsa va ottimizzata. Tuttavia, l’ingegnere progettista deve essere padrone di ragionamento proprio, mantenendo sempre un atteggiamento critico e di sano scetticismo verso sistemi informatizzati.

Bibliografia

1. A.Peretti, A.Gherzi, P.Sattamino, A.Brenna, *La validazione del calcolo strutturale eseguito con il computer*, Maggioli, Santarcangelo di Romagna (RN), 2007.
2. E.Viola, *Fondamenti di analisi matriciale delle strutture*, Pitagora, Bologna, 1996.
3. G.Andrenacci, *In cammino tra gli opposti*, Jnana, 2011.
4. K.Popper, *La logica della scoperta scientifica*, Einaudi/CDE, Milano, 1995.
5. J.E.Flaherty, A. Eaton, CSCI, MATH 6860, *Finite Element Analysis*, 2000.
6. Straus7, *Theoretical Manual*, 2004.
7. Straus7, *User Manual*, 2005.
8. Straus7, *Verification Manual*, 2005

Software a supporto

- *Microsoft Office Excel 2007*
- *Matlab (Versione 7.0.0)*
- *Straus7 Finite Element Analysis System (Release 2.3.3)*